



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN PELIMPAH TIPE LENGKUNG,
BENDUNGAN KEDUNG WARAK KABUPATEN
NGANJUK**

NURMEI ANGGITA SARI
NRP. 03111440000016

Dosen Pembimbing
Dr. techn. Umboro Lasminto S.T., M.Sc.

DEPRTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN PELIMPAH TIPE LENGKUNG,
BENDUNGAN KEDUNG WARAK KABUPATEN
NGANJUK**

NURMEI ANGGITA SARI
NRP. 03111440000016

Dosen Pembimbing
Dr. techn. Umboro Lasminto S.T., M.Sc.

DEPRTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



FINAL PROJECT– RC14-1501

**THE DESIGN OF ARCH SPILLWAY, LOCATED IN
KEDUNG WARAK DAM NGANJUK REGENCY**

NURMEI ANGGITA SARI
NRP. 03111440000016

Supervisor
Dr. techn. Umboro Lasminto S.T., M.Sc.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil, Environmental, and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2018

PERENCANAAN PELIMPAH TIPE LENGKUNG, BENDUNGAN KEDUNG WARAK KABUPATEN NGANJUK

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Program Studi S-1 Reguler Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

NURMEI ANGGITA SARI

NRP. 031114000016

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr.techn. Umboro Lesnanto, S.E., M.Sc



**SURABAYA
JULI, 2018**

PERENCANAAN PELIMPAH TIPE LENGKUNG, BENDUNGAN KEDUNG WARAK KABUPATEN NGANJUK

Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari
NRP : 03111440000016
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Dr. techn. Umboro Lasmino
S.T., M.Sc

Abstrak

Bendungan Kedung Warak terletak di Desa Ngluyu, Kecamatan Ngluyu, Kabupaten Nganjuk. Luas DAS Kedung Warak adalah 30,83 km². Bendungan Kedung Warak diharapkan dapat menunjang kebutuhan irigasi, PLTMH, dan suplai air baku. Bendungan Kedung Warak direncanakan akan mengairi daerah irigasi seluas 1322 Ha. Perencanaan pelimpah Bendungan Kedung Warak sebelumnya menggunakan pelimpah tipe samping dengan lebar yang cukup besar yaitu 45 m. Oleh karena itu, pada pengerjaan tugas akhir ini direncanakan bangunan pelimpah dengan tipe lengkung yang diharapkan dapat memperkecil bentang pelimpah.

Perencanaan dilakukan dengan menggunakan data-data hidrologi 32 tahun terakhir. Metode yang digunakan untuk menghitung curah hujan rencana adalah Log Pearson Type III, sedangkan untuk menghitung flood routing digunakan metode Pul's. Pada perencanaan ini dilakukan perencanaan bangunan pelimpah beserta pelengkapannya yaitu saluran pengarah, saluran pengatur, saluran peluncur, dan bangunan peredam energi.

Hasil dari perencanaan ini diperoleh debit banjir rencana untuk periode ulang 1000 tahun adalah 180,60 m³/detik. Selain itu, diperoleh debit outflow maksimum adalah 49,78 m³/detik. Profil crest yang digunakan untuk pelimpah frontal lengkung ini adalah profil nappe crest dengan elevasi puncaknya adalah +161 m. Dimensi dari lengkung busurnya adalah 25 meter dengan lebar bentang adalah 18,93 m. Panjang saluran

transisi adalah 64,11 m, panjang saluran peluncur adalah 61,29 m, dan panjang bangunan peredam energi adalah 6,77 m. Pelimpah telah dianalisa stabilitasnya pada kondisi muka air normal tanpa gempa dan muka air banjir tanpa gempa. Bangunan pelimpah aman terhadap guling, geser, retak, daya dukung tanah, dan ketebalan kolam olak.

Kata kunci: pelimpah, bendungan, lengkung, busur, Kedung Warak

THE DESIGN OF ARCH SPILLWAY, LOCATED IN KEDUNG WARAK DAM NGANJUK REGENCY

Name : Nurmei Anggita Sari
NRP : 03111440000016
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Supervisor : Dr. techn. Umboro Lasminto
S.T., M.Sc

Abstract

Kedung Warak Dam is located in Ngluyu Village, Ngluyu District, Nganjuk Regency. The catchment area of Kedung Warak is 30.83 km². Kedung Warak Dam is expected to support the needs of irrigation, micro hydro power plant, and raw water supply. Kedung Warak Dam is planned to irrigate the irrigation area of 1332 Ha. The previous design of spillway is using side spillway with 45 m in width. This final project design the type of spillway in arch type that expected to minimize the span.

The design of this arch spillway is done by using the hydrology data of the last 32 years. The calculation of rainfall design use Log Pearson Type III and flood routing analysis use Pul's method. This final project design the spillway and its component such as approach channel, control channel, launcher channel, and stilling basin.

Based on the result of this plan, the maximum flood discharge for the 1000 year re-period is 180.60 m³/sec. The maximum outflow discharge is 49.78 m³/sec. The crest profile of this arch spillway is napped crest profile and its peak elevation is +161 m. The dimension of the arch spillway is 25 meters and the width of the span is 18.93 m. The transition channel length is 64.11 m, the launcher channel length is 61.29 m, and the stilling basin length is 6.77 m. The spillway stability is analyzed in normal waterfront condition without earthquake and flooded waterfront condition without earthquake. The spillway is safe against overturning, sliding, cracks, soil bearing capacity, and thickness of stilling basin.

Keywords: spillway, dam, arch, Kedung Warak

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah Yang Maha Esa karena berkat rahmat dan hidayah-Nya, penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk. .

Tugas Akhir merupakan salah satu prasyarat yang wajib diambil oleh mahasiswa sebelum menyelesaikan studinya dalam Program Studi S1 Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Tidak lupa penulis mengucapkan terima kasih kepada segenap pihak yang telah memberikan bantuan dan dukungannya selama proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini yaitu :

1. Kepada kedua orang tua saya, Ibu Binti Samaniyah dan Bapak Slamet Sudaryono yang telah memeberikan dukungan dalam materil maupun doa-doanya selama ini.
2. Bapak Dr. techn. Umboro Lasminto S.T., M.Sc selaku dosen pembimbing yang telah memberikan pengarahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Yudhi Lastiasih, ST., MT. selaku dosen wali yang telah memberikan dukungannya kepada penulis.
4. Teman-teman Teknik Sipil ITS angkatan 2014 yang telah banyak memberi dukungan dan bantuan dalam penulisan Laporan Tugas Akhir ini.
5. Dinas PU Pengairan Kabupaten Nganjuk yang telah membantu dalam memperoleh data-data yang diperlukan sebagai bahan Laporan Tugas Akhir ini.

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, penulis menyadari bahwa masih banyak kekurangan. Oleh karena itu, kritik dan saran yang bersifat membangun sangat penulis harapkan demi kebaikan Tugas Akhir ini.

Semoga Tugas Akhir Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk

ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis, dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, 5 April 2018

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	iii
ABSTRAK	v
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
I.1. Latar Belakang	1
I.2. Rumusan Masalah	2
I.3. Tujuan.....	3
I.4. Batasan Masalah.....	3
I.5. Manfaat.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
II.1. Studi Awal.....	5
II.2. Data Topografi	5
II.3. Data Fisik Tanah	7
II.4. Melengkapi Data Hujan yang Hilang	7
II.5. Menentukan Curah Hujan Rata-Rata	9
II.6. Metode Distribusi Gumbel	10
II.7. Metode Distribusi Log Pearson Type III.....	13
II.8. Pemilihan Jenis Distribusi	15
II.9. Smirnov Kolmogorov	15
II.10. Chi Square	17
II.11. Perhitungan Koefisien Aliran	19

II.12.	Distribusi Curah Hujan Jam Jaman	19
II.13.	Metode Hidrograf Sintetik Nakayasu	20
II.14.	Lengkung Kapasitas Waduk.....	22
II.15.	Perhitungan <i>Flood Routing</i>	22
II.16.	Standard Tinggi Ruang Bebas Bendungan	23
II.17.	Lebar Mercu Bendungan	24
II.18.	Kemiringan Lereng Bendungan.....	24
II.19.	Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran.....	25
II.20.	Saluran Peluncur.....	28
II.21.	Perhitungan Tinggi Air di Atas Pelimpah	30
II.22.	Perencanaan Kolam Olakan.....	31
II.22.1.	Penentuan tipe kolam olakan.....	31
II.22.2.	Kedalaman loncatan hidrolis dan minimum kedalaman air yang diperkenankan	32
II.22.3.	Penentuan ukuran memanjang kolam olakan datar	
	33	
II.23.	Kontrol Stabilitas Guling.....	33
II.24.	Kontrol Stabilitas Geser	34
II.25.	Kontrol Terhadap Retak	34
II.26.	Kontrol Stabilitas Daya Dukung.....	35
BAB III	METODOLOGI.....	36
III.1.	Studi Literatur.....	37
III.2.	Pegumpulan Data.....	37
III.3.	Melengkapi Data Hujan.....	37
III.4.	Uji Kecocokan Distribusi Hujan dan Menganalisa Tinggi Hujan Rencana.....	37
III.5.	Membuat Hidrograf Inflow	37

III.6.	Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk	38
III.7.	Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>).....	38
III.8.	Perencanaan Pelimpah.....	38
III.9.	Perencanaan Kolam Olak	38
III.10.	Kontrol Stabilitas Pelimpah.....	38
III.11.	Kesimpulan.....	38
BAB IV	PEMBAHASAN	41
IV.1.	Umum.....	41
IV.2.	Melengkapi Data Hujan.....	41
IV.3.	Analisa Distribusi Frekuensi	47
IV.3.1.	Distribusi gumbel	47
IV.3.2.	Distribusi log pearson type iii	50
IV.4.	Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi	54
IV.4.1.	Uji chi square	54
IV.4.2.	Uji kolmogorov smirnov	61
IV.5.	Kesimpulan Analisa Frekuensi.....	66
IV.6.	Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	67
IV.7.	Perhitungan Curah Hujan Rencana	74
IV.8.	Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-Jaman	75
IV.9.	Lengkung Kapasitas Waduk.....	77
IV.10.	<i>Flood Routing</i>	79
IV.11.	Lebar Mercu Bendungan	84
IV.12.	Kemiringan Lereng Bendungan	84
IV.12.1.	Kemiringan lereng bagian hulu	85
IV.12.2.	Kemiringan lereng bagian hilir	85
IV.13.	Perencanaan <i>Spillway</i>	85

IV.13.1. Perencanaan lengkung busur	85
IV.13.2. Perencanaan dimensi pelimpah	86
IV.13.3. Perencanaan saluran transisi	98
IV.13.4. Perencanaan saluran peluncur	100
IV.13.5. Bangunan peredam energi	103
IV.13.6. Stabilitas pelimpah	105
BAB V KESIMPULAN	127
V.1. Kesimpulan	127
V.2. Saran	129
DAFTAR PUSTAKA	xxi
LAMPIRAN	xxiii
BIODATA PENULIS	xxv

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Hidrograf Satuan Nakayasu	21
Gambar 2.2. Ambang Bebas.....	25
Gambar 2.3. Ambang Berbentuk Bendung Pelimpah	26
Gambar 2.4. Grafik Hubungan antara h_a/H_0 dengan Nilai K dan n	27
Gambar 2.5. Gambar Ambang berbentuk bendung pelimpah mengantung.....	28
Gambar 2.6. Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur.....	29
Gambar 2.7. Hubungan antara Bilangan Froude dengan L/D_2	33
Gambar 3 Diagram Alir Metodologi Penulisan Tugas Akhir.....	39
Gambar 4.1. Lokasi Stasiun Hujan dan Letak Daerah Aliran Waduk.....	41
Gambar 4.2. Grafik Hubungan Tinggi Hujan Stasiun Index dengan Tinggi Hujan Stasiun Tempuran.	43
Gambar 4.3. Grafik Hubungan Tinggi Hujan Stasiun Matokan dengan Stasiun Tempuran.....	44
Gambar 4.4. Grafik Hubungan Tinggi Hujan Stasiun Gondang dengan Stasiun Tempuran.....	46
Gambar 4.5. Hidrograf Nakayasu.....	74
Gambar 4.6. Grafik Lengkung Kapasitas Waduk	79
Gambar 4.7. Grafik Hubungan P/H dan C_d	80
Gambar 4.8. Grafik <i>Flood Routing</i>	84
Gambar 4.9. Profil Mercu <i>Spillway Nappe-Shaped</i>	86
Gambar 4.10. Grafik Hubungan antara h_a/H_0 dengan Nilai K dan n.....	89

Gambar 4.11. Grafik Hubungan antara $\frac{ha}{H_0}$ dengan $\frac{x_c}{H_0}$, $\frac{y_c}{H_0}$, dan $\frac{R}{H_0}$ 91

Gambar 4.12. Penampang Ambang Pelimpah..... 92

Gambar 4.13. Koefisien Kehilangan Energi untuk Pelebaran Lambar Laun..... 102

Gambar 4.14. Grafik Hubungan antara Angka Froude dengan $\frac{h_3}{D_1}$, $\frac{h_4}{D_1}$, dan $\frac{L}{D_2}$ 104

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Data Kondisi Topografi di Kedung Warak	5
Tabel 2.2. Hubungan Reduced Mean (Y_n) dan Jumlah data (n) .	11
Tabel 2.3. Hubungan Deviasi Standar (S_n) dan Jumlah data (n).....	12
Tabel 2.4. Faktor Frekuensi Distribusi Log Pearson Type III.....	14
Tabel 2.5. Pemilihan Jenis Distribusi	15
Tabel 2.6. Nilai Kritis Do Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov	16
Tabel 2.7. Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat	18
Tabel 2.8. Harga Koefisien Pengaliran.....	19
Tabel 2.9. Standar Tinggi Ruang Bebas Menurut JANCOLD	24
Tabel 2.10. Harga-harga perkiraan untuk koefisien gesekan	34
Tabel 4.1. Data Tinggi Hujan Stasiun Matokan, Stasiun Bangle, Stasiun Gondang, dan Stasiun Tempuran dalam mm	42
Tabel 4.2. Kumulatif Tinggi Hujan Stasiun Matokan dan Stasiun Tempuran dalam mm	44
Tabel 4.3. Kumulatif Tinggi Hujan Stasiun Gondang dan Stasiun Tempuran dalam mm	45
Tabel 4.4. Data Hujan Harian Maksimum Tahunan Stasiun Tempuran	46
Tabel 4.5. Rekapitulasi Perhitungan Hujan Rencana Menggunakan Distribusi Gumbel	47
Tabel 4.6. Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Berbagai Periode Ulang (T) Distribusi Gumbel	50
Tabel 4.7. Rekapitulasi Perhitungan Hujan Rencana Menggunakan Distribusi Log Pearson Type III.....	51

Tabel 4.8. Faktor Frekuensi untuk Distribusi Log Pearson Type III	53
Tabel 4.9. Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Berbagai Periode Ulang (T) Distribusi Log Pearson Type III.....	54
Tabel 4.10. Rekapitulasi Perhitungan Chi Square untuk Distribusi Gumbel.....	57
Tabel 4.11 Rekapitulasi Perhitungan Chi Square untuk Distribusi Log Pearson Type III.....	61
Tabel 4.12. Rekapitulasi Perhitungan Kolmogorov Smirnov Distribusi Gumbel.....	63
Tabel 4.13. Tabel harga k untuk $C_s = 0,683$ pada Berbagai Probabilitas	65
Tabel 4.14. Rekapitulasi Perhitungan Kolmogorov Smirnov Distribusi Log Pearson Type III.....	65
Tabel 4.15. Rekapitulasi Analisa Distribusi Frekuensi dan Parameter Statistik	67
Tabel 4.16. Ordinat <i>Hydrograph</i> untuk Kurva Naik ($0 < t <$ $1,889$)	68
Tabel 4.17. Ordinat <i>Hydrograph</i> untuk Kurva Turun ($1,9 < t <$ $5,2$)	69
Tabel 4.18. Ordinat <i>Hydrograph</i> untuk Kurva Turun $((T_p + T_{0,3}) < t < (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}))$	70
Tabel 4.19. Ordinat <i>Hydrograph</i> untuk Kurva Turun ($t > (T_p$ $+ T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$)	72
Tabel 4.20. Curah Hujan Rencana Log Pearson Type III pada Berbagai Periode Ulang	74
Tabel 4.21. Hasil Perhitungan Distribusi Curah Hujan Efektif untuk Periode Ulang 1000 Tahun	75
Tabel 4.22. Curah Hujan Efektif Jam-Jaman Periode Ulang 1000 Tahun	76

Tabel 4.23 Hubungan Elevasi, Luas, dan Volume Tampungan Waduk.....	77
Tabel 4.24. Hubungan antara Elevasi, Luas dan Volume Tampungan	77
Tabel 4.25. Koefisien Debit	80
Tabel 4.26. Hubungan antara Elevasi, Tampungan, dan Outflow	81
Tabel 4.27. Hasil Analisa <i>Flood Routing</i>	82
Tabel 4.28 Kordinat X dan Y Penampang Ambang Pelimpah....	90
Tabel 4.29. Koefisien Kehilangan Tinggi Energi K untuk Penyempitan Lambat Laun	98
Tabel 4.30 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Titik	106
Tabel 4.31. Gaya <i>Uplift</i> pada Bidang Vertikal	107
Tabel 4.32. Gaya <i>Uplift</i> pada Bidang Horisonal ke Kanan	108
Tabel 4.33. Gaya <i>Uplift</i> pada Bidang Horisonal ke Kiri	108
Tabel 4.34. Gaya Akibat Berat Sendiri	109
Tabel 4.35. Gaya-Gaya Vertikal, Horisontal, dan Gaya <i>Uplift</i> ..	111
Tabel 4.36. Harga-Harga N_c , N_γ , dan N_q	112
Tabel 4.37. Perhitungan Titik Berat Konstruksi Bangunan Pelimpah	114
Tabel 4.38. Perhitungan Stabilitas Ketebalan Kolam Olak	115
Tabel 4.39. Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Titik	116
Tabel 4.40. Gaya <i>Uplift</i> pada Bidang Vertikal	117
Tabel 4.41. Gaya <i>Uplift</i> pada Bidang Horisonal ke Kanan	118
Tabel 4.42. Gaya <i>Uplift</i> pada Bidang Horisonal ke Kiri	118
Tabel 4.43. Gaya Akibat Berat Sendiri	119
Tabel 4.44. Gaya-Gaya Vertikal, Horisontal, dan Gaya <i>Uplift</i> ..	121
Tabel 4.45. Harga-Harga N_c , N_γ , dan N_q	123

Tabel 4.46. Perhitungan Titik Berat Konstruksi Bangunan
Pelimpah 124

Tabel 4.47. Perhitungan Stabilitas Ketebalan Kolam Olak 125

BAB I

PENDAHULUAN

I.1. Latar Belakang

Pada tahun 1986 direncanakan Daerah Perluasan Widas untuk menunjang program kemiskinan Kabupaten Nganjuk dengan cara meningkatkan pendapatan ekonomi di bidang pertanian. Pembangunan Waduk Kedung Warak merupakan salah satu upaya yang dilakukan untuk menunjang program tersebut. Waduk Kedung Warak diharapkan dapat mengatasi masalah irigasi dan air baku untuk masyarakat Nganjuk, khususnya di daerah perluasan Widas. Oleh karena itu, pada tahun 2005 telah dilakukan *feasibility study* Bendungan Kedung Warak. Analisa hidrologi yang digunakan dalam *feasibility study* tersebut menggunakan data-data yang diambil pada tahun 1985 sampai 2004. *Feasibility study* tersebut menghasilkan rekomendasi-rekomendasi yang dapat dijadikan sebagai pertimbangan dalam perencanaan Bendungan Kedung Warak.

Berdasarkan hasil *feasibility study*, direncanakan Bendungan Kedung Warak terletak di ± 20 km ke arah utara dari Kota Nganjuk, Desa Ngluyu, Kecamatan Ngluyu, Kabupaten Nganjuk. Luas DAS Kedung Warak adalah 30,83 km² dengan total panjang sungai di semua ordo adalah 68,96 km. Rencana as bendungan Kedung Warak terletak di Sungai Gondang pada 111° 57' 44" BT dan 7° 28' 17" LS. Elevasi dasar sungai terendah adalah +140.00 mdpl. Kondisi topografi daerah genangan relatif datar dan memanjang berbelok melekok ke arah hulu sungai. *Spillway* yang direncanakan adalah tipe samping dengan lebar *spillway* 45 m.

Pembangunan Bendungan Kedung Warak tentunya disertai dengan bangunan-bangunan pelengkapanya. Salah satunya adalah bangunan pelimpah atau *spillway* yang

berfungsi untuk melimpahkan kelebihan air dari debit yang masuk ke dalam waduk. Hingga saat ini, pembangunan Bendungan Kedung Warak masih dalam tahap persiapan (Menteri PUPR pada Musrenbang Jawa Timur, tahun 2015). Untuk melakukan pembangunan Bendungan Kedung Warak tentunya akan lebih baik jika menggunakan perencanaan berdasarkan data-data terbaru. Begitupun dengan perencanaan *spillway* bendungan akan lebih baik jika perencanaan disesuaikan dengan kondisi hidrologi pada saat ini.

Pada tugas akhir ini akan dilakukan perencanaan *spillway* tipe *frontal* lengkung (pelimpah depan tipe busur) untuk bendungan Kedung Warak menggunakan data-data hidrologi terbaru. Tipe *spillway* lengkung digunakan bertujuan untuk memperkecil bentang *spillway*. Perencanaan *spillway* Bendungan Kedung Warak juga akan dilengkapi dengan perencanaan bangunan pelengkapannya. Selain itu, bangunan pelimpah juga akan dianalisa kestabilannya.

I.2. Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang dapat diambil berdasarkan latar belakang di atas adalah sebagai berikut:

1. Berapa besar debit banjir yang melimpah pada *spillway*?
2. Berapa dimensi *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak?
3. Berapa dimensi saluran pengarah *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak?
4. Berapa dimensi saluran pengatur *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak?
5. Berapa dimensi saluran peluncur *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak?
6. Berapa dimensi bangunan peredam energi *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak?
7. Bagaimana stabilitas bangunan *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung Warak?

I.3. Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai dari laporan tugas akhir ini adalah:

1. Menghitung debit banjir yang melimpah pada *spillway*
2. Menghitung dimensi *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak
3. Menghitung dimensi saluran pengarah *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak
4. Menghitung dimensi saluran pengatur *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak
5. Menghitung dimensi saluran peluncur *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak
6. Menghitung dimensi bangunan peredam energi *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung warak
7. Menghitung stabilitas bangunan *spillway* tipe *frontal* lengkung pada Bendungan Kedung Warak

I.4. Batasan Masalah

Batasan masalah dalam laporan tugas akhir ini adalah tidak memperhitungkan kekuatan struktur dari bangunan pelimpah.

I.5. Manfaat

Laporan tugas akhir ini diharapkan dapat dijadikan sebagai perencanaan pelimpah depan tipe lengkung untuk Bendungan Kedung Warak.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

II.1. Studi Awal

Pada tahun 1986 telah dilakukan studi *Widas Flood Control And Drainage Project - Part II* yang dilakukan oleh JICA. Hasil dari studi tersebut merekomendasikan *Trans Basin Scheme*, dimana Bendungan Kedung Warak mensuplai Bendungan Ketandan. Akan tetapi, setelah dilakukan studi kembali bila memaksakan Ketandan sebagai waduk utama akan sangat riskan terutama dalam kemampuannya untuk menampung air. Oleh karena itu, waduk utama dialihkan ke Kedung Warak.

Besar tampungan efektif Kedung Warak adalah $9,02 \times 10^6 \text{ m}^3$. Terdapat potensi sisa tampungan sebesar $4,48 \times 10^6$ yang dapat dimanfaatkan langsung jika tinggi pelimahnya dinaikkan sampai elevasi +162,60. Pada akhirnya bendungan Kedung Warak dan Ketandan masing-masing berdiri sendiri dan ketersediaan airnya dimanfaatkan semaksimal mungkin.

II.2. Data Topografi

Lokasi rencana Bendungan Kedung Warak merupakan terletak pada daerah curam dengan alur sungai berkelok-kelok dan tebing sungai yang agak curam. Kemiringan lereng tebing di bagian kiri kanan adalah sekitar $30^\circ - 45^\circ$. Elevasi di sekitar rencana bendungan adalah +140 mdpl hingga +170 mdpl. Kemiringan lahan di lokasi rencana Bendungan Kedung Warak dapat diklasifikasikan kedalam range elevasi seperti pada Tabel 2.1.

Table 2.1. Data Kondisi Topografi di Kedung Warak

Range Elevasi	Panjang (m)	Kemiringan (m)	Luas (km ²)
350-300	190,8	26,2	0,689
300-250	364,8	13,7	2,644
250-200	360,5	13,8	5,612
200-175	683,5	3,6	12,230

Lanjutan Tabel 4.21

175-150	541,9	4,6	9,242
< 150	118,3	42,2	0,343
Total			30,76

(Sumber: *Feasibility (F/S) Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk, 2005*)

Selain data topografi tersebut, berikut adalah data-data teknis dari bendungan Kedung Warak

1. Waduk

- Daerah Pengaliran Sungai : 30,83 km²
- El Ma. Banjir : +163,44 dpl
- El. Ma. 1000 tahun : +161,93 dpl
- El. Ma. Normal : +161,00 dpl
- El. Ma. Rendah : +155,00 dpl
- Tampung Mati : 4,64 x 10⁶ m³
- Tampung Efektif : 9,02 x 10⁶ m³

2. Bendungan

- Tipe : Urugan Zona I Inti Tegak
- Banjir Rencana QPMF : 774,17 m³/detik
- Banjir Rencana Q1000 : 230,13 m³/detik
- El. Puncak Bendung : 164,25 m
- Lebar Puncak : 8 m
- Panjang Bendungan : 87 m
- Kemiringan Hulu : 1: 250
- Kemiringan Hilir : 1: 200

3. Pelimpah

- Tipe : Pelimpah Samping
- Q1000 Outflow : 70,97 m³/detik
- QPMF Outflow : 330,4 m³/detik
- El. Ambang : +161,00 dpl
- Lebar Ambang : 45 m
- Kemiringan Saluran : 1 : 0,033
- El. Dasar Pelimpah Hulu : +157,50 dpl

- El. Dasar Pelimpah Hilir : +155,50 dpl
- Lebar Saluran Transisi : 12,00 m
- Panjang Saluran Transisi : 20,00 m
- Kemiringan Saluran Transisi: 0,00 m
- Lebar Saluran Peluncur : 12,00 m
- Panjang Saluran Peluncur : 133,00 m
- Kemiringan Saluran Peluncur Hulu : 1:0,058 (60 m)
- Kemiringan Saluran Peluncur Hilir : 1:0,164 (73 m)
- Lebar Kolam Olak : 15,00 m
- Panjang Kolam : 44,50 m

II.3. Data Fisik Tanah

Bendungan ini merupakan bendungan dengan tanah timbunan pasir berlempung dan bahan batu. Bahan tanah tersedia dengan volume melimpah, terletak pada bukit-bukit di sekitar rencana bendungan serta material sediment yang mengendap. Data tanah yang diperlukan dalam mendesain bangunan pelimpah adalah data hasil tes tanah yang meliputi sifat-sifat fisik tanah.

II.4. Melengkapi Data Hujan yang Hilang

Dalam beberapa kasus pencatatan data hujan, biasanya terdapat beberapa masalah pencatatan yang menyebabkan hilangnya data hujan sehingga pencatatan data hujan menjadi tidak lengkap. Hal ini dapat disebabkan akibat kerusakan alat pada waktu-waktu tertentu sehingga tidak dapat mengukur hujan yang terjadi. Oleh karena itu, sebelum dilakukan pengolahan data hujan perlu dicari terlebih dahulu nilai hujan yang hilang. Mencari data hujan yang hilang dapat ditentukan menggunakan metode harga rata-rata, metode rasio normal, metode *inversed square distance*, dan metode korelasi grafik.

1. Metode Rata-Rata Aljabar

Metode rata-rata aljabar dapat dipakai apabila hujan rata-rata tahunan stasiun yang datanya tidak

lengkap < 10 % perbedaannya dengan hujan rata-rata tahunan stasiun index (stasiun pembandingan yang datanya lengkap). Data yang hilang dapat dicari menggunakan rumus berikut.

$$R_D = \frac{1}{n} (R_A + R_B + R_C) \dots\dots\dots \text{Pers 2.1}$$

Dimana

R_D = data hujan yang hendak dicari

R_A, R_B, R_C = data hujan pada stasiun index

N = jumlah stasiun index

2. Metode Rasio Normal

Metode Rasio Normal dapat dipakai bila hujan rata-rata tahunan stasiun yang datanya tidak lengkap > 10 % perbedaannya dengan hujan rata-rata tahunan stasiun index. Data yang hilang dapat dicari menggunakan rumus berikut.

$$R_D = \frac{1}{n} \left(\frac{N_D}{N_A} R_A + \frac{N_D}{N_B} R_B + \frac{N_D}{N_C} R_C \right) \dots\dots\dots \text{Pers 2.2}$$

Dimana

R_D = data hujan yang hendak dicari

N_D = hujan rata-rata tahunan di tempat yang datanya hilang

R_A, R_B, R_C = data hujan pada stasiun index

N_A, N_B, N_C = hujan rata-rata tahunan pada stasiun index

n = jumlah stasiun index

3. Metode *Inversed Square Distance*

Menghitung data hujan yang hilang menggunakan metode *inversed square distance* menggunakan rumus berikut.

$$R_D = \frac{\frac{1}{(d_{DA})^2} R_A + \frac{1}{(d_{DB})^2} R_B + \frac{1}{(d_{DC})^2} R_C}{\frac{1}{(d_{DA})^2} + \frac{1}{(d_{DB})^2} + \frac{1}{(d_{DC})^2}} \dots\dots\dots \text{Pers 2.3}$$

Dimana

R_D = data hujan yang hendak dicari

R_A, R_B, R_C = data hujan pada stasiun index

d_{DA}, d_{DB}, d_{DC} = jarak antara stasiun yang datanya hilang terhadap stasiun index

4. Metode Korelasi Grafik

Metode ini dilakukan dengan cara menggambarkan korelasi curah hujan dari stasiun hujan yang datanya hilang dengan stasiun index. Cara ini dipakai bila hendak dicari (data yang hilang) hujan tahunannya.

II.5. Menentukan Curah Hujan Rata-Rata

Curah hujan rata-rata suatu wilayah DAS dapat ditentukan menggunakan beberapa metode.

1. Metode *Arithmetic Mean*

Metode *Arithmetic Mean* merupakan metode paling sederhana. Metode ini dipakai pada daerah yang banyak terdapat stasiun hujan di sekitarnya dengan anggapan bahwa daerah tersebut sifat curah hujannya seragam. Rumus yang digunakan dalam metode ini adalah sebagai berikut.

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_A + R_B + R_C) \dots \dots \dots \text{Pers 2.4}$$

atau

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i \dots \dots \dots \text{Pers 2.5}$$

Dimana

\bar{R} = hujan rata-rata (*area rainfall*)

R_i = tinggi hujan pada stasiun i (*point rainfall*)

n = banyaknya data

2. Metode Poligon Thiessen

Metode Poligon Thiessen adalah metode yang digunakan dengan memperhitungkan luas daerah yang diwakili oleh stasiun yang bersangkutan (luas daerah pengaruh), untuk digunakan sebagai faktor dalam menghitung hujan rata-rata. Rumus yang digunakan dalam metode ini adalah sebagai berikut.

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n W_i \cdot R_i \dots \dots \dots \text{Pers 2.6}$$

$$\sum_{i=1}^n W_i = 1 \dots\dots\dots \text{Pers 2.7}$$

$$W_i = \frac{A_i}{A} \dots\dots\dots \text{Pers 2.8}$$

Dimana

\bar{R} = hujan rata-rata (*area rainfall*)

R_i = tinggi hujan pada stasiun i (*point rainfall*)

W_i = koefisien thiessen pda stasiun i

A_i = luas daerah pengaruh stasiun i

A = luas total daerah aliran

n = banyaknya data

II.6. Metode Distribusi Gumbel

Perhitungan curah hujan rencana menggunakan metode Gumbel adalah sebagai berikut:

$$\bar{X}t = X_r + S_d \times K \dots\dots\dots \text{Pers 2.9}$$

$$K = \frac{(Y_t - Y_n)}{S_n} \dots\dots\dots \text{Pers 2.10}$$

Dimana:

$\bar{X}t$ = besarnya curah hujan rencana untuk periode ulang T

X_r = harga rata-rata dari data curah hujan

S_d = standar deviasi

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_r)^2}{n-1}} \dots\dots\dots \text{Pers 2.11}$$

X_i = curah hujan ke i

X_r = nilai rata-rata curah hujan (\bar{X})

n = jumlah data

K = faktor frekuensi

Y_n = reduce mean sebagai fungsi dari banyak n data

Untuk menentukan nilai Y_n digunakan Tabel 2.2.

Tabel 2.2. Hubungan Reduced Mean (Y_n) dan Jumlah data (n)

n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
10	0,4592	34	0,5396	58	0,5518	82	0,5572
11	0,4996	35	0,5402	59	0,5518	83	0,5574
12	0,5053	36	0,5410	60	0,5521	84	0,5576
13	0,5070	37	0,5418	61	0,5524	85	0,5578
14	0,5100	38	0,5424	62	0,5527	86	0,5580
15	0,5128	39	0,5430	63	0,5530	87	0,5581
16	0,5157	40	0,5436	64	0,5533	88	0,5583
17	0,5181	41	0,5442	65	0,5535	89	0,5585
18	0,5202	42	0,5448	66	0,5538	90	0,5586
19	0,5220	43	0,5453	67	0,5540	91	0,5587
20	0,5236	44	0,5458	68	0,5543	92	0,5589
21	0,5252	45	0,5463	69	0,5545	93	0,5591
22	0,5268	46	0,5468	70	0,5548	94	0,5592
23	0,5283	47	0,5473	71	0,5550	95	0,5593
24	0,5296	48	0,5477	72	0,5552	96	0,5595
25	0,5309	49	0,5481	73	0,5555	97	0,5596
26	0,5320	50	0,5485	74	0,5557	98	0,5598
27	0,5332	51	0,5489	75	0,5559	99	0,5599
28	0,5343	52	0,5493	76	0,5561	100	0,5600
29	0,5353	53	0,5497	77	0,5563		
30	0,5362	54	0,5501	78	0,5565		
31	0,5371	55	0,5504	79	0,5567		
32	0,5380	56	0,5508	80	0,5569		
33	0,5388	57	0,5511	81	0,5570		

(Sumber: Soewarno, 1995)

S_n = reduced standard deviasi sebagai fungsi dari
banyaknya n data

Untuk menentukan nilai S_n digunakan Tabel 2.3

Tabel 2.3. Hubungan Deviasi Standar (S_n) dan Jumlah data (n)

n	S_n	n	S_n	n	S_n	n	S_n
10	0,9496	33	1,1226	56	1,1696	79	1,1930
11	0,9676	34	1,1255	57	1,1708	80	1,1938
12	0,9933	35	1,1285	58	1,1721	81	1,1945
13	0,9971	36	1,1313	59	1,1734	82	1,1953
14	1,0095	37	1,1339	60	1,1747	83	1,1959
15	1,0206	38	1,1363	61	1,1759	84	1,1967
16	1,0316	39	1,1388	62	1,1770	85	1,1973
17	1,0411	40	1,1413	63	1,1782	86	1,1980
18	1,0493	41	1,1436	64	1,1793	87	1,1987
19	1,0565	42	1,1458	65	1,1803	88	1,1994
20	1,0628	43	1,1480	66	1,1814	89	1,2001
21	1,0696	44	1,1499	67	1,1824	90	1,2007
22	1,0754	45	1,1519	68	1,1834	91	1,2013
23	1,0811	46	1,1538	69	1,1844	92	1,2020
24	1,0864	47	1,1557	70	1,1854	93	1,2026
25	1,0915	48	1,1574	71	1,1863	94	1,2032
26	1,1961	49	1,1590	72	1,1873	95	1,2038
27	1,1004	50	1,1607	73	1,1881	96	1,2044
28	1,1047	51	1,1623	74	1,1890	97	1,2049
29	1,1086	52	1,1638	75	1,1898	98	1,2055
30	1,1124	53	1,1658	76	1,1906	99	1,2060
31	1,1159	54	1,1667	77	1,1915	100	1,2065
32	1,1193	55	1,1681	78	1,1923		

(Sumber: Soewarno, 1995)

Y_t = reduced variate sebagai fungsi dari banyak periode ulang T tahun

$$Y_t = -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{t}{t-1}\right)\right)\right) \dots\dots\dots \text{Pers 2.12}$$

t = periode ulang sekian tahun

Dengan menggunakan persamaan ini maka dapat dihitung besarnya curah hujan rencana sesuai dengan periode ulangnya.

Hasil dari metode distribusi Gumbel kemudian diuji koefisien skewness dan kurtosisnya menggunakan perumusan berikut

Koefisien Skewness

$$Cs = \frac{n}{(n-1) \times (n-2) \times Sd^3} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_r)^3 \dots \text{Pers 2.13}$$

Koefisien Kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times Sd^4} \dots \text{Pers 2.14}$$

Dimana

n = jumlah data

Sd = standar deviasi

X_i = curah hujan ke-i

\bar{X}_r = curah hujan rata-rata

II.7. Metode Distribusi Log Pearson Type III

Parameter-parameter statistik yang digunakan oleh distribusi Log Pearson Type III adalah:

- Harga rata-rata
- Standard deviasi

$$Sd_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^2}{n-1}} \dots \text{Pers 2.15}$$

- Koefisien skewness

$$Cs = \frac{n \times \sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2) \cdot Sd_{\log x}^3} \dots \text{Pers 2.16}$$

- Koefisien Kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times Sd_{\log x}^4} \dots \text{Pers 2.18}$$

- Koefisien Variansi

$$Cv = \frac{Sd_{\log x}}{\overline{\log x}} \dots \text{Pers 2.19}$$

Persamaan umum yang digunakan adalah:

$$\log x_t = \overline{\log x} + K \cdot Sd_{\log x} \dots \text{Pers 2.17}$$

Dimana:

$\log x_t$ = logaritma curah hujan rancangan periode t tahun

$\overline{\log x}$ = logaritma curah hujan rata-rata

K = faktor frekuensi

Untuk mendapatkan nilai k digunakan Tabel 2.4.

Tabel 2.4. Faktor Frekuensi Distribusi Log Pearson Type
III

T (th)	1.0101	1.0526	1.1111	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
C _{st} P(%)	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.376	2.576	3.090
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.085	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.2	-2.170	-1.538	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.3	-2.130	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.079	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.250
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.018	-0.180	0.745	1.340	2.066	2.585	3.087	3.575	4.670
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.4	-1.318	-1.163	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.360	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
0.0	-2.326	-1.645	-1.202	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.336	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	-2.606	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	-1.797	-1.320	-0.880	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	-2.021	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	-2.057	-1.858	-1.339	-0.769	0.140	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.948	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.095	1.000
-2.2	-3.706	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-3.0	-4.051	-2.008	-1.180	-0.420	0.390	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

(Sumber: PT.Indra Karya, 2010)

II.8. Pemilihan Jenis Distribusi

Berdasarkan kedua metode distribusi yang telah dilakukan kemudian diuji kesesuaiannya menggunakan sifat statistik masing-masing distribusi frekuensi. Pemilihan salah satu distribusi tanpa pengujian data hidrologi tidaklah dianjurkan karena dapat menyebabkan kesalahan perkiraan yang tidak diharapkan. Oleh karena itu, distribusi frekuensi harus memenuhi persyaratan seperti pada Tabel 2.5 berikut.

Tabel 2.5. Pemilihan Jenis Distribusi

Distribusi	Cs	Ck
Gumbel	<1,139	<5,402
Log Pearson Tipe III	bebas	bebas

(Sumber: Bambang Triatmodjo, 2008)

II.9. Smirnov Kolmogorov

Uji Smirnov Kolmogorov digunakan untuk menguji simpangan secara horisontal, yaitu merupakan selisih/simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris. Bentuk persamaannya adalah:

$$D = \text{maksimum } [P(X_m) - P'(X_m)] \dots\dots\dots \text{Pers 2.20}$$

Dimana:

D = selisih data probabilitas teoritis dan empiris

$P(X_m)$ = peluang empiris

$P'(X_m)$ = peluang teoritis

Kemudian dibandingkan antara D dan D_0 dari tabel. Apabila $D < D_0$, maka pemilihan metode frekuensi tersebut dapat diterapkan untuk data yang ada.

Langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

- Data hujan diurutkan dari data terbesar sampai data terkecil.
- Menentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.

$$X_1 \quad P(X_1)$$

$$X_2 \quad P(X_2)$$

X_m $P(X_m)$

X_n $P(X_n)$

$$P(X_m) = \frac{m}{n+1} \dots\dots\dots \text{Pers 2.21}$$

Dalam hal ini:

P = probabilitas

m = nomor urut data dari seri yang telah diurutkan

n = banyaknya data

- Menentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya)

X_1 $P'(X_1)$

X_2 $P'(X_2)$

X_m $P'(X_m)$

X_n $P'(X_n)$

$$D = |P(X_m) - P'(X_m)| \dots\dots\dots \text{Pers 2.22}$$

- Menentukan selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis (D)
- Menentukan harga D_0 dengan menggunakan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov) (Tabel 2.6)

Tabel 2.6. Nilai Kritis D_0 Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : Bonnier, 1980.

Catatan : α = derajat kepercayaan.

(Sumber: Soewarno, 1995)

II.10. Chi Square

Uji Chi Square digunakan untuk menguji simpangan secara vertical apabila distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis. Uji vertical dengan chi kuadrat menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$X_H^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots \dots \dots \text{Pers 2.23}$$

Dimana

X_H^2 = parameter chi kuadrat terhitung

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

G = jumlah sub kelompok

Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga $X_H^2 \geq X^2$. Harga X^2 dapat diperoleh berdasarkan Tabel 2.7.

Langkah perhitungannya adalah sebagai berikut

- Mengurutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- Mengelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan
- Menjumlahkan data pengamatan sebesar O_1 tiap-tiap sub grup
- Menjumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_1
- Tiap-tiap sub group dihitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots \dots \dots \text{Pers 2.24}$$

- Menjumlahkan seluruh G sub grup untuk menentukan nilai chi- kuadrat hitung.
- Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Tabel 2.7. Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Bonnier, 1980

(Sumber: Soewarno, 1995)

Interpretasi hasilnya adalah:

- Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
- Apabila peluang lebih kecil 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima
- Apabila peluang berada diantara 1 - 5 % adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu tambah data.

II.11. Perhitungan Koefisien Aliran

Besarnya harga koefisien pengaliran tergantung dari kondisi karakteristik pada daerah yang ditinjau. Besarnya koefisien pengaliran dapat dilihat pada Tabel 2.8 berikut.

Tabel 2.8. Harga Koefisien Pengaliran

Kondisi daerah pengaliran & sungai	Harga dari f
Daerah pegunungan yang curam	0,75-0,90
Daerah pegunungan tersiar	0,70-0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50-0,70
Tanah dataran yang ditanami	0,45-0,60
Persawahan yang diairi	0,70-0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75-0,85
Sungai kecil di dataran	0,45-0,75
Sungai besar yang lebih besar dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran	0,50-0,75

(Sumber: Sosrodarsono, 2002)

II.12. Distribusi Curah Hujan Jam Jaman

Untuk mendapatkan hidrograf banjir, diperlukan pembagian curah hujan yang terjadi dalam suatu selang waktu. Oleh karena itu, digunakan data hujan jam jaman dari stasiun hujan otomastis terdekat. Dalam perencanaan *spillway* Bendungan Kedung Warak ini akan digunakan data hujan jam-jaman dari stasiun hujan Sukodadi.

Proses transformasi hujan dianggap menjadi limpasan langsung mengikuti proses linier dan tidak berubah oleh waktu. Untuk menentukan hujan efektif digunakan rumus sebagai berikut:

$$R_n = f \times R \quad \text{.....Pers 2.25}$$

Dimana

R_n = hujan efektif

f = koefisien pengaliran

R = curah hujan rencana

Sedangkan untuk perhitungan rata-rata tinggi hujan digunakan rumus sebagai berikut:

$$R_t = R_0 \times \left(\frac{T}{t}\right)^{2/3} \dots\dots\dots \text{Pers 2.26}$$

Dimana

R_t = rata-rata hujan pada jam ke-1

$R_0 = \frac{R_{24}}{T}$

T = lama waktu hujan terpusat (jam)

t = waktu hujan (jam)

Selanjutnya, dihitung tinggi hujan pada jam ke-t menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$R_t' = t \cdot R_t - (t - 1) \cdot (R_{(t-1)}) \dots\dots\dots \text{Pers 2.27}$$

Dimana:

R_t' = tinggi hujan pada jam ke t (mm)

R_t = rata-rata tinggi hujan sampai t (mm)

t = waktu hujan (jam)

$R_{(t-1)}$ = rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke t (mm)

II.13. Metode Hidrograf Sintetik Nakayasu

Hidrograf satuan Nakayasu banyak digunakan dalam perhitungan banjir rencana di Indonesia. Perumusan dari hidrograf satuan Nakayasu adalah sebagai berikut.

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times A \times \frac{R_o}{(0,3T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots \text{Pers 2.28}$$

Dimana:

Q_p = Debit puncak banjir (m³/det)

R_o = Hujan satuan (mm)

T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujansampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari sebit puncak sampai menjadi debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus berikut.

$$T_p = T_g + 0,8 T_r \dots\dots\dots \text{Pers 2.29}$$

$$T_{0,3} = \alpha \times T_g \dots\dots\dots \text{Pers 2.30}$$

Dimana

T_g = waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam).

Ketentuan T_g :

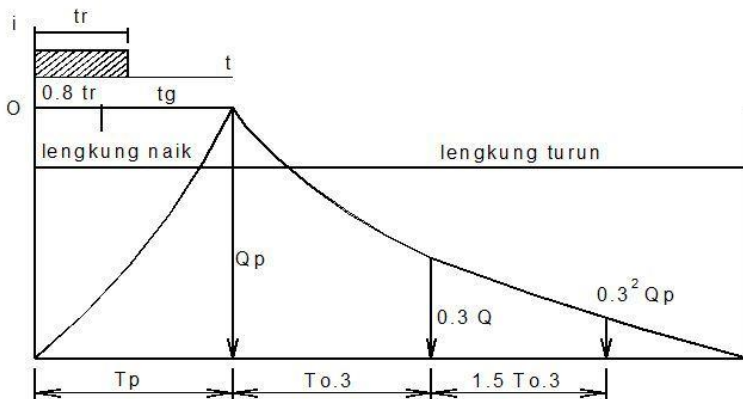
- Sungai dengan panjang $L > 15$ km

$$T_g = 0,40 + 0,058 \times L \dots\dots\dots \text{Pers 2.31}$$

- Sungai dengan panjang $L < 15$ km

$$T_g = 0,21 \times L^{0,70} \dots\dots\dots \text{Pers 2.32}$$

Gambar 2.1 menunjukkan kurva hidrograf satuan dari Nakayasu.



Gambar 2.1. Hidrograf Satuan Nakayasu

(Sumber: google.com)

Persamaan Hidrograf satuan adalah sebagai berikut:

- Persamaan hidrograf satuan untuk kurva naik

- $0 < t < T_p$

$$Q_t = Q_p \times \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4} \dots\dots\dots \text{Pers 2.33}$$

- Persamaan hidrograf satuan untuk kurva turun

- $T_p < t < (T_p + T_{0,3})$

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{\left[\frac{t-Tp}{T_{0,3}}\right]} \dots\dots\dots \text{Pers 2.34}$$

- $(Tp + T_{0,3}) < t < (Tp + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{\left[\frac{t-Tp+0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}}\right]} \dots\dots\dots \text{Pers 2.35}$$

- $t > (Tp + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{\left[\frac{t-Tp+1,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}}\right]} \dots\dots\dots \text{Pers 2.36}$$

Setelah dihitung hidrograf satuan, maka dapat diketahui debit banjir yang terjadi.

II.14. Lengkung Kapasitas Waduk

Untuk menentukan volume total tampungan berdasarkan pada data topografi yang ada, digunakan lengkung kapasitas waduk. Lengkung kapasitas waduk merupakan grafik yang menunjukkan hubungan antara elevasi dengan luas dan volume suatu waduk. Dalam membuat lengkung kapasitas waduk digunakan perumusan sebagai berikut.

$$Li = \left\{ \frac{1}{2} (h_{(i+1)} - h_i) \times (Fi + F_{(i+1)}) \right\} \dots \text{Pers 2.37}$$

$$Lt = \sum_{i=1}^n Li \dots\dots\dots \text{Pers 2.38}$$

Dimana:

Li = volume pada setiap elevasi ketinggian
mulai h_i sampai $h_{(i+1)}$ (m^3)

Fi = luas genangan pada elevasi tinggi h_i (m^2)

$F_{(i+1)}$ = luas genangan pada elevasi tinggi $h_{(i+1)}$
(m^2)

Lt = volume total (m^3)

II.15. Perhitungan *Flood Routing*

Tujuan dari penelusuran banjir adalah untuk mengetahui elevasi muka air waduk dan hidrograf banjir yang akan mengalir melalui pelimpah. Penelusuran banjir

dapat dilakukan dengan menggunakan perumusan sebagai berikut.

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots \text{Pers 2.39}$$

Dimana:

I = inflow waduk (m³/detik)

Q = outflow waduk (m³/detik)

S = besar tampungan waduk (m³)

dt = periode penelusuran (detik, jam atau hari)

Dengan alternatif lainnya, jika inflow dan outflow mengalir dalam selang waktu tertentu (Δt) maka persamaan besar tampungan menjadi sebagai berikut.

$$\bar{I} \times \Delta t - \bar{Q} \times \Delta t = \Delta S \dots\dots\dots \text{Pers 2.40}$$

Dengan memasukan nilai,

$$\bar{I} = \frac{I_1 + I_2}{2} \dots\dots\dots \text{Pers 2.41}$$

$$\bar{Q} = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \dots\dots\dots \text{Pers 2.42}$$

$$\Delta S = S_2 - S_1 \dots\dots\dots \text{Pers 2.43}$$

Persamaan besar tampungan menjadi,

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \times \Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \times \Delta t = S_2 - S_1 \dots\dots\dots \text{Pers 2.44}$$

Persamaan 2.30 dapat diubah menjadi

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \times \Delta t \right) + \left(S_1 - \frac{Q_1 \Delta t}{2} \right) = \left(S_2 + \frac{Q_2 \Delta t}{2} \right) \dots\dots\dots \text{Pers 2.45}$$

II.16. Standard Tinggi Ruang Bebas Bendungan

Tinggi bendungan adalah tinggi tegak antara puncak dan bagian terbawah dari pondasi bendungan. Untuk menentukan tinggi bendungan, perlu memperhatikan tinggi ruang bebas dan tinggi air waduk. Hal ini diperlukan untuk mendapatkan tinggi bendungan yang optimal jika ditinjau baik itu dalam segi kapasitas waduk maupun segi keuntungan yang akan diterima.

The Japanese National Committee on Large Dams (JANCOLD) telah menyusun standar minimal tinggi ruang

bebas. Dalam standar ini yang diambil sebagai permukaan air tertinggi adalah FSL, bukan TWL. Standar tersebut ditunjukkan pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9. Standar Tinggi Ruang Bebas Menurut JANCOLD

No	Tinggi Bendungan (m)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	< 50	1 m	2 m
2	2 – 100	2 m	3 m
3	> 100	2,50 m	3,50 m

(Sumber: Soedibyo, 2003)

II.17. Lebar Mercu Bendungan

Lebar minimum mercu bendungan perlu diperhatikan, karena mercu bendung berfungsi sebagai penahan hempasan ombak di atas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu bendung. Akan tetapi, pada kenyataannya beberapa perencanaan mercu bendungan disesuaikan dengan fungsi mercu sebagai jalan eksploitasi maupun pemeliharaan bendungan. Lebar minimum mercu bendungan dapat diperoleh menggunakan perumusan berikut.

$$b = 3,6 H^{1/3} - 3,0 \dots\dots\dots \text{Pers 2.46}$$

Dimana:

b = lebar mercu bendungan (m)

H = tinggi bendunga (m)

II.18. Kemiringan Lereng Bendungan

Untuk menentukan kemiringan bendungan, digunakan perumusan sebagai berikut:

i. Bagian Hulu

$$FS = \frac{m - k \times \gamma' \times \tan \phi}{1 + k \times \gamma' \times m} \dots\dots\dots \text{Pers 2.47}$$

ii. Bagian Hilir

$$FS = \frac{m - k \times \tan \phi}{1 + k \times m} \dots\dots\dots \text{Pers 2.48}$$

Dimana:

FS = angka keamanan ($FS \geq 1,2$)

m	= kemiringan lereng bendungan
k	= intensitas seismis gempa
γ'	= berat volume jenuh bahan urugan
ϕ	= sudut geser tanah

II.19. Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran

Saluran pengarah dan pegatur aliran digunakan untuk mengarahkan dan mengatur aliran air agar kecepatan alirannya kecil tetapi debit airnya besar. Debit air dipengaruhi oleh bentuk ambang. Terdapat 3 bentuk ambang seperti di bawah ini.

a. Ambang Bebas (*free overflow*)

Ambang bentuk ini digunakan untuk debit air kecil dan bentuk sederhana. Skema ambang bebas ditunjukkan pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2. Ambang Bebas

(Sumber: Soedibyo, 2003)

Untuk menentukan lebar ambang digunakan rumus:

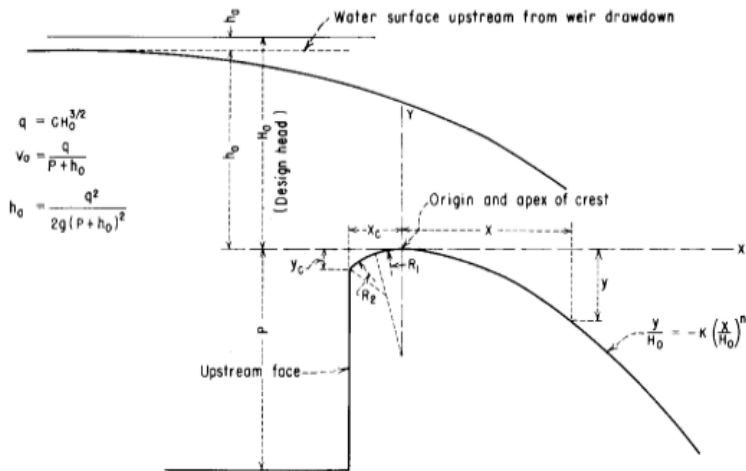
$$Q = 1,704 \times b \times c \times h_1^{3/2} \dots\dots\dots \text{Pers 2.49}$$

Dimana:

- Q = debit air (m³/detik)
- b = panjang ambang (m)
- h_1 = kedalaman air tertinggi di sebelah hulu ambang (m)
- c = angka koefisien untuk bentuk empat persegi panjang 0,82

b. Ambang Pelimpah Tipe *Nappe Shaped Crest*

Gambar ambang berbentuk bendung pelimpah ditunjukkan pada Gambar 2.3.



(A) ELEMENTS OF NAPPE-SHAPED CREST PROFILES

Gambar 2.3. Ambang Pelimpah Tipe *Nappe Shaped Crest*

(Sumber: United States Department of The Interior Bureau of Reclamation, 1987)

Untuk menentukan dimensi kelengkungan penampang *spillway* digunakan persamaan lengkung Harrold:

$$\frac{y}{H_0} = \frac{1}{K} \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \dots\dots\dots \text{Pers 2.50}$$

Dimana:

- x, y = koordinat permukaan hilir
- H_0 = tinggi muka air rencana
- K = konstanta yang ditentukan berdasarkan kemiringan hilir (Gambar 2.4)
- n = konstanta yang ditentukan berdasarkan kecepatan approach

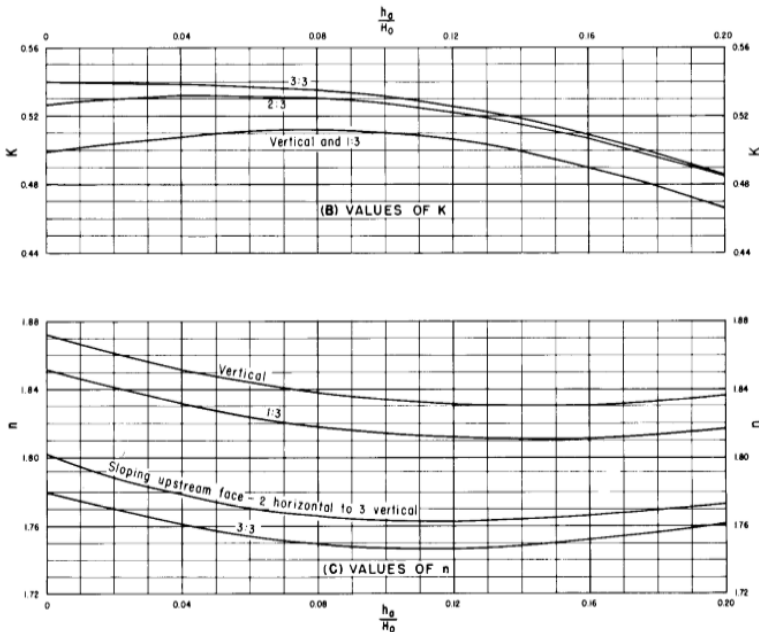


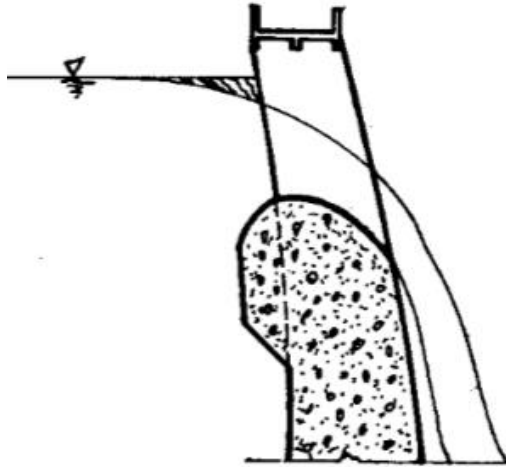
Figure 9-21.—Factors for definition of nappe-shaped crest profiles. 288-D-2406. (Sheet 1 of 2).

Gambar 2.4. Grafik Hubungan antara h_a/H_0 dengan Nilai K dan n .

(Sumber: United States Department of The Interior Bureau of Reclamation, 1987)

- c. Ambang berbentuk bendung pelimpah menggantung (*overhang weir*)

Ambang ini (Gambar 2.5) hampir sama dengan ambang berbentuk pelimpah dan banyak digunakan untuk bendungan beton, terutama yang berbentuk lengkung.



Gambar 2.5. Gambar Ambang berbentuk bendung
pelimpah menggantung
(Sumber: Soedibyo, 2003)

II.20. Saluran Peluncur

Saluran peluncur, atau saluran pengangkut debit air diperlukan dalam perencanaan *spillway*. Semakin tinggi muka air waduk, maka akan menimbulkan beda elevasi yang semakin jauh antara permukaan air dalam waduk dengan muka air pada sungai. Hal ini akan menyebabkan terjadinya loncatan air yang cukup besar sehingga diperlukan sebuah saluran yang dapat mengangkut aliran air tersebut ketika melimpah. Saluran pengangkut debit air dibedakan ke dalam 3 tipe saluran yaitu:

- a. Dengan saluran peluncur (*chut type discharge carrier*)

Tipe saluran peluncur ini meluncurkan air dari hulu bangunan pelimpah ke bangunan peredam energi.

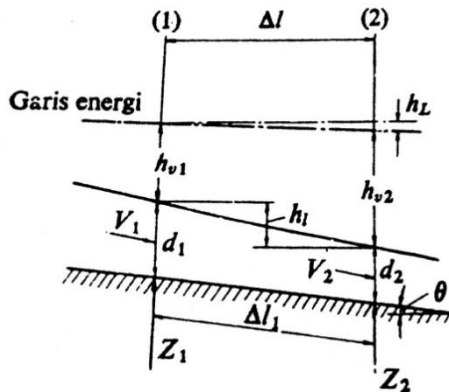
- b. Dengan terowongan (*tunnel type discharge carrier*)

Saluran peluncur dengan terowongan biasanya memanfaatkan saluran pengelak setelah proses konstruksi waduk selesai.

- c. Dengan sistem permukaan bendungan (*dam surface type*)

Saluran peluncur tipe ini hanya dapat digunakan untuk bendungan beton dan sering digabung dengan ambang pelimpah yang terdapat di tengah.

Rencana teknis saluran peluncur didasarkan pada perhitungan-perhitungan hidrolika untuk memperoleh gambaran kondisi pengaliran melalui saluran tersebut pada debit tertentu (debit banjir rencana, debit banjir normal, dan lain-lain).



Gambar 2.6. Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur

(Sumber: Sosrodarsono, 2002)

Untuk memperoleh garis permukaan aliran digunakan rumus kekekalan Bernoulli.

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \dots\dots\dots \text{Pers 2.51}$$

$$h_e = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{n^2 v^{-2}}{R^{-4/3}} \times \Delta l_t \dots\dots\dots \text{Pers 2.52}$$

$$h_e = d_1 + \Delta l_t \sin \theta - d_2 \dots\dots\dots \text{Pers 2.53}$$

$$\bar{v} = \frac{v_1 + v_2}{2} \dots\dots\dots \text{Pers 2.54}$$

Dimana:

z_1 = tinggi dasar saluran dari garis persamaan pada potongan 1 (m)

z_2	= tinggi dasar saluran dari garis persamaan pada potongan 2 (m)
d_1	= kedalamana air pada potongan 1 (m)
d_2	= kedalamana air pada potongan 2 (m)
h_e	= perbedaan elevasi permukaan air bidang 1 dan pada bidang 2 (m/dtk)
g	= percepatan gravitasi (9,8 m/dtk)
v_1	= kecepatan aliran pada potongan 1 (m)
v_2	= kecepatan aliran pada potongan 2 (m)
Δl_t	= panjang lereng dasar diantara bidang 1 dan bidang 2 (m/dtk)
θ	= sudut kemiringan dasar saluran terhadap garis horisontal
\bar{R}	= Radius hidrolika rata-rata pada potongan saluraan yang diambil (m)
n	= kondisi kekasaran manning

II.21. Perhitungan Tinggi Air di Atas Pelimpah

Untuk menentukan tinggi air di atas pelimpah dapat menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \alpha \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha \frac{v_1^2}{2g} + H_f + H_m$$

.....Pers 2.55

Dimana:

v_0	= kecepatan aliran pada saat keadaan awal (m/detik)
v_1	= kecepatan aliran pada saat keadaan akhir (m/detik)
$d_0 \cos \alpha$	= kedalaman air pada saat keadaan awal (m)
$d_1 \cos \alpha$	= kedalaman air pada saat keadaan akhir (m)
g	= percepatan gravitasi (9,8 m/detik ²)
α	= koefisien pembagian kecepatan rata-rata (dipakai nilai 1,1)

θ = sudut kemiringan

H_f = kehilangan tinggi tekanan (m)

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^2}{R^{4/3}} \times l \dots\dots\dots \text{Pers 2.56}$$

n = koefisien kekasaran dinding

R = jari-jari hidrolis (m)

H_m = kehilangan energi minor

$$H_m = \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g} \dots\dots\dots \text{Pers 2.57}$$

K = koefisien kehilangan energi

Pada saat keadaan awal, tinggi air di hulu (d_1) dan kecepatan awal aliran (v_0) diperhitungkan dalam keadaan kritis.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\alpha \frac{Q^2}{g \times L^2}} \dots\dots\dots \text{Pers 2.58}$$

$$v_{cr} = \frac{Q}{h_{cr} \times L} \dots\dots\dots \text{Pers 2.59}$$

Dimana:

h_{cr} = kedalaman air kritis (m)

v_{cr} = kecepatan kritis (m/detik)

Q = debit rencana (m³/detik)

L = lebar *spillway* (m)

II.22. Perencanaan Kolam Olakan

II.22.1. Penentuan tipe kolam olakan

a. Kolam olakan datar type I

Kolam olakan tipe ini merupakan kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredam energi yang terkadang dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Tipe ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relative kecil dan bilangan Froude $< 1,7$.

b. Kolam olakan datar type II

Pada kolam olakan Type II, peredamana energi yang terjadi adalah akibat gesekan di antara molekul-molekul air di dalam kolam dan dibantu

oleh perlengkapan berupa gigi-gigi pemecah aliran ujung dasar kolam dan di bagian hilir kolam. Kolam olakan ini cocok untuk debit yang besar dan bilangan Froude antara 1,7 – 2,5.

c. Kolam olakan datar type III

Prinsip kerja kolam olakan Type III sama dengan Type II, akan tetapi lebih sesuai untuk debit yang agak kecil ($q < 18,5 \text{ m}^3/\text{detik}$) dan bilangan Froude 4,5.

d. Kolam olakan type IV

Prinsip kerja kolam olakan Type IV sama dengan Type III, akan tetapi lebih sesuai untuk aliran dengan bilangan Froude 4,5.

II.22.2. Kedalaman loncatan hidrolis dan minimum kedalaman air yang diperkenankan

Kedalaman kolam olakan sangat ditentukan oleh tinggi loncatan hidrolis dalam aliran yang bersangkutan. Kedalaman air di bagian hilir kolam olakan diperoleh dengan menggunakan persamaan berikut.

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \dots\dots\dots \text{Pers 2.60}$$

Dimana:

D_2 = kedalaman air di bagian hilir kolam olakan (m)

D_1 = kedalaman air di bagian hulu kolam olakan (m)

Untuk mendapatkan nilai bilangan Froude, digunakan perumusan sebagai berikut:

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \times D_1}} \dots\dots\dots \text{Pers 2.61}$$

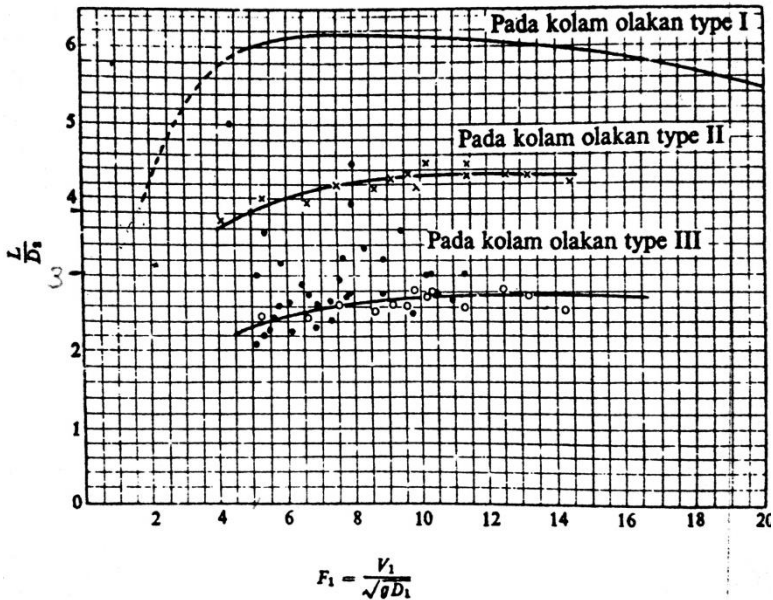
Dimana:

F = bilangan Froude

v_1 = kecepatan aliran di bagian hulu kolam olak (m/detik)

II.22.3. Penentuan ukuran memanjang kolam olakan datar

Untuk menentukan panjang kolam olakan datar dapat menggunakan grafik hubungan antara bilangan Froude dengan $\frac{L}{D_2}$ yang ditunjukkan pada Gambar 2.7.



- --Kondisi sesungguhnya pada kolam olakan Type II
- × --Kondisi pengujian model untuk kolam olakan type II
- --Kondisi pengujian model untuk kolam olakan Type III

Gambar 2.7. Hubungan antara Bilangan Froude dengan L/D_{2p}

(Sumber: Sosrodarsono, 2002)

II.23. Kontrol Stabilitas Guling

Konstruksi bangunan pelimpah harus memenuhi syarat guling seperti pada persamaan berikut.

$$\frac{\sum M_t}{\sum M_g} \geq SF \dots\dots\dots \text{Pers 2.62}$$

Dimana:

- ΣM_t = momen penahan
 ΣM_t = momen guling
 SF = 1,3 = angka keamanan akibat faktor gempa
 SF = 1,5 = angka keamanan pada keadaan normal

II.24. Kontrol Stabilitas Geser

Konstruksi bangunan pelimpah harus memenuhi syarat geser seperti pada persamaan berikut.

$$\frac{f \Sigma H}{\Sigma (V-U)} = \tan \theta < \frac{f}{s} \dots\dots\dots \text{Pers 2.63}$$

Dimana:

- $\Sigma (V-U)$ = total gaya-gaya vertikal dikurangi gaya tekan ke atas yang bekerja pada bangunan
 ΣH = total gaya-gaya horizontal yang bekerja pada bangunan
 f = koefisien gesek antara perletakan dengan tanah.
 s = 1,5-2 = faktor keamanan. (untuk kondisi normal)

Harga-harga perkiraan untuk koefisien gesekan f diberikan pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10. Harga-harga perkiraan untuk koefisien gesekan

Bahan	Harga f
Pasangan Batu	0,60-0,75
Batu Keras Berkualitas Baik	0,75
Kerikil	0,30
Pasir	0,40
Lampung	0,30

(Sumber: Modul Perencanaan Bangunan Air, 2013)

II.25. Kontrol Terhadap Retak

Konstruksi bangunan pelimpah harus memenuhi dikontrol terhadap retak dengan persyaratan sebagai berikut:

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M}{R_v} \leq \frac{1}{6}L \text{Pers 2.64}$$

Dimana

- e = eksentrisitas
 L = panjang pondasi
 M = momen guling
 Rv = resultant gaya vertikal

II.26. Kontrol Stabilitas Daya Dukung

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{L}{2} \right| \text{Pers 2.65}$$

- Jika $e < 1/6 L$

$$\sigma = \frac{\sum V}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \text{Pers 2.6}$$

- Jika $e < 1/3 L$

$$\sigma = \frac{2}{3} \left(\frac{V}{L \left(\frac{B}{2} - e \right)} \right) \text{ Pers 2.67}$$

- Syarat
 $\sigma < \sigma_{ijin}$

Dimana:

- e = eksentrisitas
 $\sum M$ = total momen (kNm)
 $\sum V$ = gaya-gaya vetikal
 L = panjang pondasi
 σ = daya dukung

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

III.1. Studi Literatur

Studi literatur dilakukan untuk mempelajari dasar-dasar teori yang akan digunakan dalam perencanaan *spillway*. Teori-teori tersebut mencakup teori hidrologi maupun hidrolika hingga teori-teori mengenai perencanaan konstruksi *spillway*.

III.2. Pegumpulan Data

Setelah melakukan studi literatur kemudian dilakukan pengumpulan data-data yang diperlukan sebagai bahan perencanaan bangunan *spillway*. Data-data yang dikumpulkan meliputi data curah hujan, data fisik tanah, data topografi, dan data-data eksisting lainnya.

III.3. Melengkapi Data Hujan

Pada pencatatan hujan yang hilang data hujannya perlu dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai data hujan yang hilang tersebut. Pada langkah ini dilakukan perhitungan untuk mengetahui data hujan yang kosong.

III.4. Uji Kecocokan Distribusi Hujan dan Menganalisa Tinggi Hujan Rencana

Uji kecocokan distribusi hujan diperlukan untuk mengetahui jenis distribusi mana yang mewakili sebaran data tersebut. Metode yang dipakai dalam pengujian ini adalah metode Smirnov Kolmogorov dan Chi Square. Sedangkan metode yang digunakan dalam perhitungan tinggi hujan rencana adalah metode Log Pearson Type III dan E.J. Gumbel.

III.5. Membuat Hidrograf Inflow

Metode yang digunakan dalam membuat hidrograf adalah metode Nakayasu. Pada tahap ini akan diperoleh grafik hidrograf untuk menentukan debit banjir rencana.

III.6. Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk

Perhitungan kapasitas waduk dilakukan menggunakan data topografi. Pada lengkung kapasitas nantinya akan diketahui hubungan antara volume waduk dan luasan dengan elevasi.

III.7. Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Perhitungan *flood routing* dilakukan untuk mendapatkan hubungan antara debit *inflow* dan *outflow* dengan elevasi muka air yang dimulai dari elevasi ambang pelimpah.

III.8. Perencanaan Pelimpah

Pada tahap perencanaan pelimpah, ditentukan tipe pelimpah yang sesuai. Dalam merencanakan *spillway* dan pada bendungan Kedung Warak ini dipilih pelimpah *frontal* lengkung (pelimpah depan tipe busur). Perencanaan pelimpah kemudian disertai dengan perencanaan bangunan pelengkapanya.

III.9. Perencanaan Kolam Olak

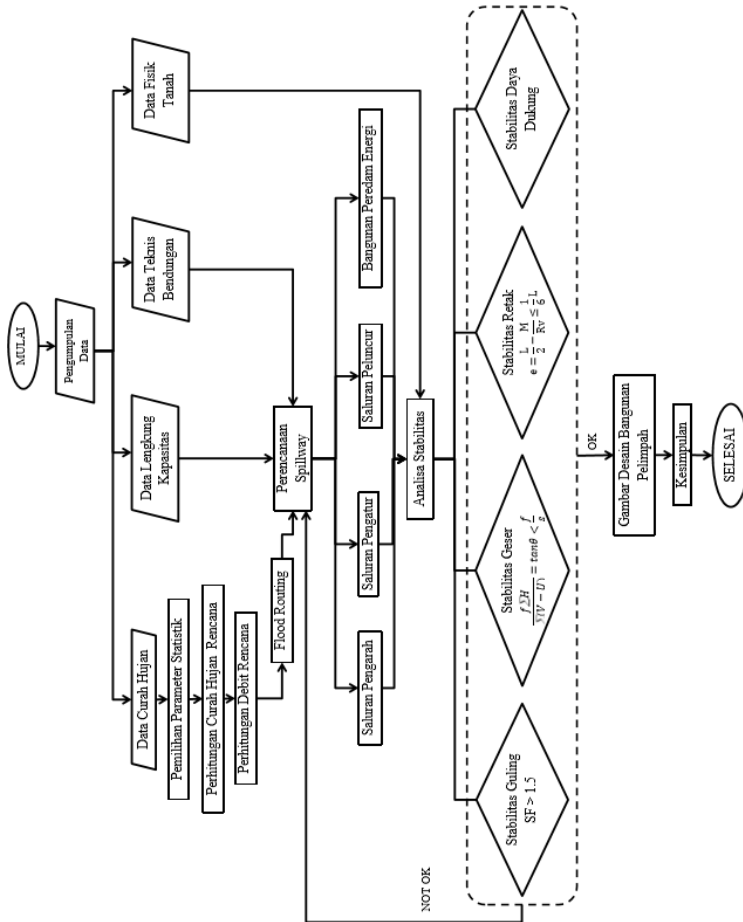
Kolam olak direncanakan menyesuaikan bangunan pelimpah yang akan digunakan. Perencanaan yang perlu dilakukan meliputi bagian-bagian seperti yang telah dijelaskan pada Bab II.22.

III.10. Kontrol Stabilitas Pelimpah

Hasil dari perhitungan yang telah dilakukan akan menghasilkan dimensi-dimensi dari bangunan pelimpah dan bangunan pelengkapanya. Akan tetapi perencanaan tersebut perlu di kontrol stabilitasnya berdasarkan beberapa pengujian stabilitas. Pada tahap ini dilakukan pengujian stabilitas bangunan pelimpah yang telah direncanakan.

III.11. Kesimpulan

Pada tahap akhir akan diperoleh hasil perencanaan bangunan *spillway* Bendungan Kedung Warak yang telah memenuhi kontrol stabilitas. Hasil perencanaan kemudian diinterpretasikan ke dalam gambar desain bangunan *spillway*.



Gambar 3 Diagram Alir Metodologi Penulisan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

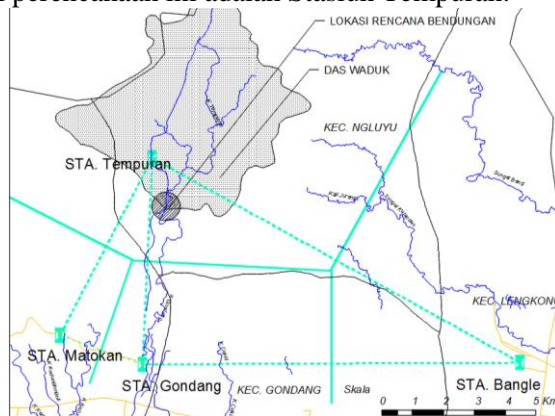
BAB IV PEMBAHASAN

IV.1. Umum

Waduk Kedung Warak merupakan waduk yang direncanakan terletak di Desa Ngluyu, Kabupaten Nganjuk. Bendungan Kedung Warak terletak pada $111^{\circ} 57' 44''$ BT dan $7^{\circ} 28' 17''$ LS. Waduk Kedung Warak nantinya akan mensuplai untuk kebutuhan irigasi, PLTMH, dan kebutuhan air baku.

IV.2. Melengkapi Data Hujan

Data curah hujan harian maksimum tahunan diperlukan dalam perencanaan ini untuk memperhitungkan besarnya aliran yang akan masuk ke dalam waduk. Gambar 4.1 menunjukkan bahwa terdapat beberapa stasiun hujan yang berada di sekitar daerah aliran waduk. Akan tetapi, ketika ditarik garis Poligon Thiessen, hanya terdapat satu stasiun hujan yang dapat dipakai data hujannya sebagai bahan perencanaan *spillway*. Stasiun hujan yang digunakan dalam perencanaan ini adalah Stasiun Tempuran.



Gambar 4.1. Lokasi Stasiun Hujan dan Letak DAS Waduk
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Data hujan yang digunakan dalam perencanaan ini merupakan data hujan 32 tahun mulai dari tahun 1985 hingga tahun 2016. Akan tetapi, pada tahun-tahun tertentu terdapat data hujan yang tidak tercatat akibat kerusakan alat. Oleh karena itu, dilakukan perhitungan untuk melengkapi data hujan yang hilang tersebut.

Melengkapi data hujan yang hilang dilakukan menggunakan cara korelasi grafik. Terdapat tiga stasiun hujan yang akan dicari nilai korelasinya dengan Stasiun Tempuran. Stasiun tersebut adalah Stasiun Matokan, Stasiun Gondang, dan Stasiun Bangle. Data tinggi hujan untuk Stasiun Tempuran, Stasiun Matokan, Stasiun Bangle, dan Stasiun Gondang disajikan pada Tabel 4.1 berikut.

Tabel 4.1. Data Tinggi Hujan Stasiun Matokan, Stasiun Bangle, Stasiun Gondang, dan Stasiun Tempuran dalam mm

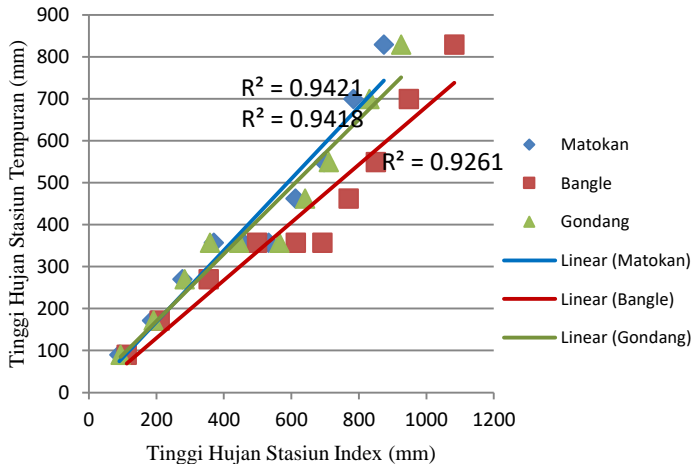
Tahun	Matokan	Bangle	Gondang	Tempuran
2006	90	112	94	90
2007	97	98	98	81
2008	90	145	92	99
2009	93	143	75	87
2010	87	115	86	0
2011	75	79	120	0
2012	0	0	0	79
2013	80	78	76	105
2014	85	80	70	87
2015	87	98	120	150
2016	90	135	94	130

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Data tinggi hujan yang akan dicari pada Stasiun Tempuran merupakan data hujan pada tahun 2010 dan 2011. Berdasarkan data pada Tabel 4.1 kemudian dibuat grafik hubungan antara kumulatif tinggi hujan stasiun index

dan kumulatif tinggi hujan Stasiun Tempuran seperti pada Gambar 4.2.

**Grafik Hubungan Tinggi Hujan Stasiun Index
dengan Tinggi Hujan Stasiun Tempuran**



Gambar 4.2. Grafik Hubungan Tinggi Hujan Stasiun Index dengan Tinggi Hujan Stasiun Tempuran.

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan grafik tersebut, diperoleh nilai korelasi yang terbesar adalah korelasi terhadap Stasiun Matokan dan Stasiun Gondang. Dengan menggunakan persamaan garis dari hasil regresi linear pada kedua stasiun tersebut maka dapat diperoleh tinggi hujan yang akan dicari pada Stasiun Tempuran.

IV.2.1. Data Hujan yang Hilang dicari Menggunakan Grafik Korelasi Stasiun Tempuran dengan Stasiun Matokan

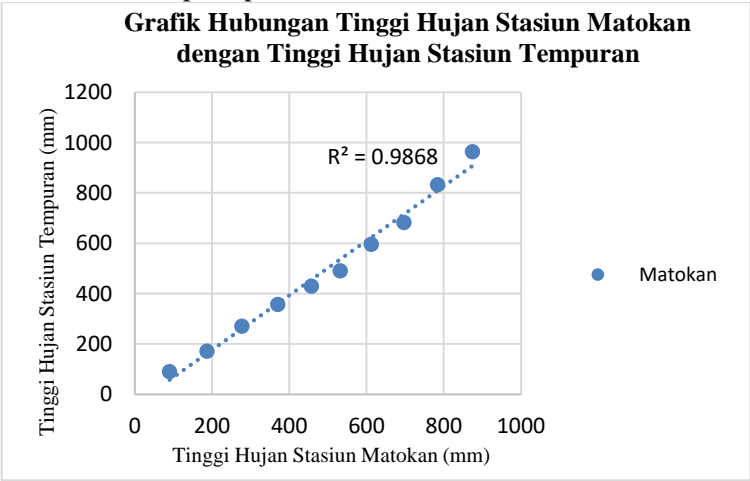
Persamaan garis dari hasil regresi linear adalah $y = 0,8534x - 2,3648$. Kumulatif tinggi hujan pada Stasiun Tempuran dan Stasiun Matokan menjadi seperti pada Tabel 4.2 berikut.

Tabel 4.2. Kumulatif Tinggi Hujan Stasiun Matokan dan Stasiun Tempuran dalam mm

Tahun	Matokan	Tempuran
2006	90	90
2007	187	171
2008	277	270
2009	370	357
2010	457	429
2011	532	491
2013	612	596
2014	697	683
2015	784	833
2016	874	963

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan Tabel 4.2 maka diperoleh garfik seperti pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3. Grafik Hubungan Tinggi Hujan Stasiun Matokan dengan Stasiun Tempuran

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.2.2. Data Hujan yang Hilang dicari Menggunakan Grafik Korelasi Stasiun Tempuran dengan Stasiun Gondang

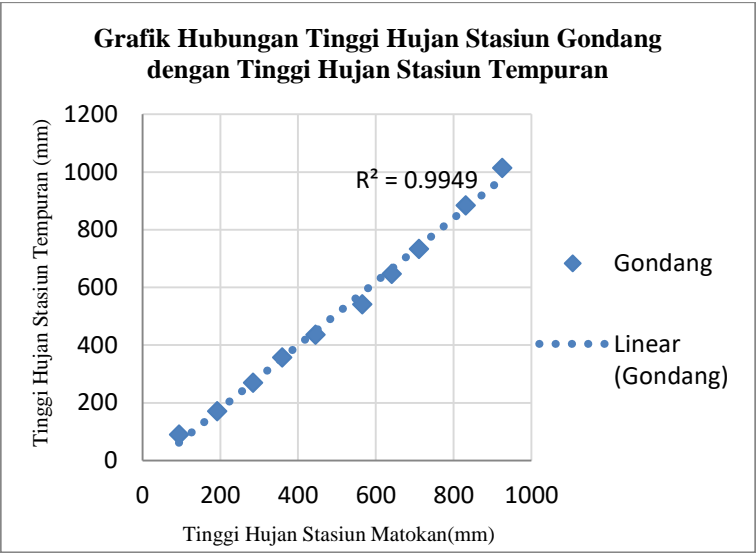
Persamaan garis dari hasil regresi linear adalah $y = 0,8009x + 9,8748$. Kumulatif tinggi hujan pada Stasiun Tempuran dan Stasiun Gondang menjadi seperti pada Tabel 4.3 berikut.

Tabel 4.3. Kumulatif Tinggi Hujan Stasiun Gondang dan Stasiun Tempuran dalam mm

Tahun	Gondang	Tempuran
2006	94	90
2007	192	171
2008	284	270
2009	359	357
2010	445	436
2011	565	542
2013	641	647
2014	711	734
2015	831	884
2016	925	1014

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan Tabel 4.3 maka dapat dibuat grafik seperti pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4. Grafik Hubungan Tinggi Hujan Stasiun Gondang dengan Stasiun Tempuran
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Jika dibandingkan antara data Stasiun Tempuran yang diperoleh berdasarkan korelasinya dengan Stasiun Matokan dan Stasiun Gondang, maka korelasi dengan Stasiun Gondang lebih mendekati 1. Oleh karena itu, digunakan Grafik 4.4 untuk memperkirakan data hujan Stasiun Tempuran yang hilang. Data hujan Stasiun Tempuran secara lengkap ditunjukkan pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4. Data Hujan Harian Maksimum Tahunan Stasiun Tempuran

Tahun	Hujan Tertinggi (mm)	Tahun	Hujan Tertinggi (mm)
1985	98	2001	86
1986	80	2002	130
1987	92	2003	80
1988	96	2004	88

Lanjutan Tabel 4.4

1989	71	2005	92
1990	55	2006	90
1991	87	2007	81
1992	159	2008	99
1993	92	2009	87
1994	97	2010	78.752
1995	96	2011	105.983
1996	70	2012	79
1997	90	2013	105
1998	82	2014	87
1999	85	2015	150
2000	86	2016	130

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.3. Analisa Distribusi Frekuensi

IV.3.1. Distribusi gumbel

Pada metode distribusi Gumbel pertama-tama dilakukan perhitungan variabel-variabel seperti jumlah data, rata-rata data, standar deviasi, koefisien skewness dan koefisien kurtosis.

Tabel 4.5. Rekapitulasi Perhitungan Hujan Rencana Menggunakan Distribusi Gumbel

No	Tahun	X	X-Xr	(X-Xr) ²	(X-Xr) ³	(X-Xr) ⁴
1	1985	98	4.10	16.83	69.02	283.14
2	1986	80	-13.90	193.15	-2684.44	37308.29
3	1987	92	-1.90	3.60	-6.84	12.98
4	1988	96	2.10	4.42	9.29	19.52
5	1989	71	-22.90	524.32	-12005.79	274908.29
6	1990	55	-38.90	1513.05	-58854.65	2289326.27
7	1991	87	-6.90	47.58	-328.22	2264.04

Lanjutan Tabel 4.5

8	1992	159	65.10	4238.27	275920.28	17962970.51
9	1993	92	-1.90	3.60	-6.84	12.98
10	1994	97	3.10	9.62	29.85	92.59
11	1995	96	2.10	4.42	9.29	19.52
12	1996	70	-23.90	571.11	-13648.44	326169.96
13	1997	90	-3.90	15.19	-59.23	230.86
14	1998	82	-11.90	141.56	-1684.30	20039.70
15	1999	85	-8.90	79.17	-704.49	6268.50
16	2000	86	-7.90	62.38	-492.66	3891.00
17	2001	86	-7.90	62.38	-492.66	3891.00
18	2002	130	36.10	1303.36	47053.82	1698738.58
19	2003	80	-13.90	193.15	-2684.44	37308.29
20	2004	88	-5.90	34.79	-205.17	1210.07
21	2005	92	-1.90	3.60	-6.84	12.98
22	2006	90	-3.90	15.19	-59.23	230.86
23	2007	81	-12.90	166.36	-2145.68	27674.85
24	2008	99	5.10	26.03	132.81	677.60
25	2009	87	-6.90	47.58	-328.22	2264.04
26	2010	78.75	-15.15	229.39	-3474.35	52621.75
27	2011	105.98	12.08	146.04	1764.91	21328.60
28	2012	79	-14.90	221.95	-3306.60	49261.57
29	2013	105	11.10	123.26	1368.38	15191.82
30	2014	87	-6.90	47.58	-328.22	2264.04
31	2015	150	56.10	3147.44	176577.66	9906365.40
32	2016	130	36.10	1303.36	47053.82	1698738.58
Xr		93.898				
Total				14499.750	446481.854	34441598.198

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Standar Deviasi

$$\begin{aligned} Sd &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_r)^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{114499,750}{32-1}} = 21,627 \end{aligned}$$

- Koefisien Skewness (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n-1) \times (n-2) \times Sd^3} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_r)^3 \\ &= \frac{32}{(32-1) \times (32-2) \times 21,627^3} \times 446481,854 \\ &= 1,519 \end{aligned}$$

- Koefisien Kurtosis (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times Sd^4} \\ &= \frac{32^2 \times 34441598,198}{(32-1) \times (32-2) \times (32-3) \times 21,627^4} \\ &= 5,977 \end{aligned}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan curah hujan rencana menggunakan Pers 2.9, Pers 2.10, dan Pers 2.12. Mengitung curah hujan rencana untuk periode ulang 2 tahun adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Y_t &= - \left(\ln \left(\ln \left(\frac{t}{t-1} \right) \right) \right) \\ &= - \left(\ln \left(\ln \left(\frac{2}{2-1} \right) \right) \right) \\ &= 0,3665 \end{aligned}$$

Menentukan *Reduced Mean* (Yn) dan *Reduced Standard Deviasi* (Sn). Digunakan Tabel 2.2. untuk mennetukan Yn berdasarkan jumlah data.

$$n = 32$$

$$Y_n = 0,5380$$

Selanjutnya digunakan Tabel 2.3. untuk mennetukan Sn berdasarkan jumlah data.

$$n = 32$$

$$\begin{aligned}
S_n &= 1,1193 \\
K &= \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \\
&= \frac{0,3665 - 0,538}{1,1193} = -0,1532 \\
X_t &= X_r + S_d \times K \\
&= 93,898 + 21,627 \times (-0,1532) \\
&= 90,584
\end{aligned}$$

Untuk perhitungan periode ulang 5, 10, dan seterusnya menggunakan langkah perhitungan yang sama, diperoleh hasil seperti pada Tabel 4.6. berikut.

Tabel 4.6. Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Berbagai Periode Ulang (T) Distribusi Gumbel

No	T (Periode Ulang)	Y _t	K	X _t
1	2	0.3665	-0.1532	90.584
2	5	1.4999	0.8594	112.485
3	10	2.2504	1.5299	126.984
4	25	3.1985	2.3770	145.305
5	50	3.9019	3.0054	158.896
6	100	4.6001	3.6292	172.387
7	200	5.2958	4.2507	185.829
8	1000	6.9073	5.6904	216.965

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.3.2. Distribusi log pearson type iii

Distribusi Log Pearson Type III menggunakan Pers 2.15 dan Pers 2.16. Pertama-tama dilakukan perhitungan variabel-variabel seperti jumlah data, rata-rata data, standar deviasi, koefisien skewness dan koefisien kurtosis.

Tabel 4.7. Rekapitulasi Perhitungan Hujan Rencana Menggunakan Distribusi Log Pearson Type III

No	Tahun	X	Log X	$\text{Log}X - \text{Log}\bar{X}$	$(\text{Log}X - \text{Log}\bar{X})^2$	$(\text{Log}X - \text{Log}\bar{X})^3$	$(\text{Log}X - \text{Log}\bar{X})^4$
1	1985	98	1.991	0.028	0.001	0.000	0.000
2	1986	80	1.903	-0.060	0.004	0.000	0.000
3	1987	92	1.964	0.001	0.000	0.000	0.000
4	1988	96	1.982	0.019	0.000	0.000	0.000
5	1989	71	1.851	-0.112	0.012	-0.001	0.000
6	1990	55	1.740	-0.222	0.049	-0.011	0.002
7	1991	87	1.940	-0.023	0.001	0.000	0.000
8	1992	159	2.201	0.239	0.057	0.014	0.003
9	1993	92	1.964	0.001	0.000	0.000	0.000
10	1994	97	1.987	0.024	0.001	0.000	0.000
11	1995	96	1.982	0.019	0.000	0.000	0.000
12	1996	70	1.845	-0.118	0.014	-0.002	0.000
13	1997	90	1.954	-0.009	0.000	0.000	0.000
14	1998	82	1.914	-0.049	0.002	0.000	0.000
15	1999	85	1.929	-0.033	0.001	0.000	0.000
16	2000	86	1.934	-0.028	0.001	0.000	0.000
17	2001	86	1.934	-0.028	0.001	0.000	0.000

Lanjutan Tabel 4.7

18	2002	130	2.114	0.151	0.023	0.003	0.001
19	2003	80	1.903	-0.060	0.004	0.000	0.000
20	2004	88	1.944	-0.018	0.000	0.000	0.000
21	2005	92	1.964	0.001	0.000	0.000	0.000
22	2006	90	1.954	-0.009	0.000	0.000	0.000
23	2007	81	1.908	-0.054	0.003	0.000	0.000
24	2008	99	1.996	0.033	0.001	0.000	0.000
25	2009	87	1.940	-0.023	0.001	0.000	0.000
26	2010	78.752	1.896	-0.067	0.004	0.000	0.000
27	2011	105.983	2.025	0.062	0.004	0.000	0.000
28	2012	79	1.898	-0.065	0.004	0.000	0.000
29	2013	105	2.021	0.058	0.003	0.000	0.000
30	2014	87	1.940	-0.023	0.001	0.000	0.000
31	2015	150	2.176	0.213	0.045	0.010	0.002
32	2016	130	2.114	0.151	0.023	0.003	0.001
		Total	62.810	0.000	0.260	0.015	0.009
		$\text{Log}\bar{X}$	1.963				

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Standar Deviasi

$$\begin{aligned} \text{Sd logX} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{LogX} - \text{Log}\bar{X})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{0,260}{32-1}} = 0,092 \end{aligned}$$

- Koefisien Skewness

$$\begin{aligned} \text{Cs} &= \frac{n}{(n-1) \times (n-2) \times \text{Sd}^3} \sum_{i=1}^n (\text{LogX} - \text{Log}\bar{X})^3 \\ &= \frac{32}{(32-1) \times (32-2) \times 0,092^3} \times 0,015 = 0,683 \end{aligned}$$

- Koefisien Kurtosis

$$\begin{aligned} \text{Ck} &= \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (\text{LogX} - \text{Log}\bar{X})^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times \text{Sd}^4} \\ &= \frac{32^2 \times 0,009}{(32-1) \times (32-2) \times (32-3) \times 0,092^4} = 4,982 \end{aligned}$$

- Koefisien Variansi

$$\text{Cv} = \frac{\text{Sd logX}}{\text{logX}} = \frac{0,092}{1,963} = 0,0467$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan curah hujan rencana menggunakan Pers 2.15. Mengitung curah hujan rencana untuk periode ulang 2 tahun adalah sebagai berikut.

Nilai G diperoleh menggunakan Tabel 4.8.

Tabel 4.8. Faktor Frekuensi untuk Distribusi Log Pearson Type III

T/Cs	0.6	0.7	0.683
2	-0.079	-0.116	-0.1096
5	0.8	0.79	0.792
10	1.328	1.333	1.332
25	1.939	1.967	1.962
50	2.359	2.407	2.399
100	2.755	2.824	2.812
200	3.132	3.223	3.207
1000	3.96	4.105	4.080

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

$$G = -0,1096 \text{ (periode ulang 2 tahun)}$$

$$\begin{aligned}
 \log X &= \overline{\log X} + G \times Sd \log X \\
 &= 1,963 + (-0,1096) \times 0,092 \\
 &= 1,953
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan periode ulang 5, 10, dan seterusnya menggunakan langkah perhitungan yang sama, diperoleh hasil seperti pada Tabel 4.9. berikut.

Tabel 4.9. Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Berbagai Periode Ulang (T) Distribusi Log Pearson Type III

No	T (Periode Ulang)	G	log X	Xt
1	2	-0.110	1.953	89.697
2	5	0.792	2.035	108.489
3	10	1.332	2.085	121.595
4	25	1.962	2.143	138.886
5	50	2.399	2.183	152.289
6	100	2.812	2.221	166.170
7	200	3.207	2.257	180.623
8	1000	4.080	2.337	217.148

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.4. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

IV.4.1. Uji chi square

Uji kesesuaian Chi Square dilakukan seperti tahapan berikut.

- Kelompok G subgroup

$$n = 32$$

$$\begin{aligned}
 G &= 1 + 3,322 \log n \\
 &= 1 + 3,322 \log 32 \\
 &= 6,0004 \approx 7
 \end{aligned}$$

Data terbagi kedalam 7 subgroup

$$\text{Sub Group 1} = P > 0.143$$

$$\text{Sub Group 2} = 0.143 > P > 0.286$$

- Sub Group 3 = 0.286 > P > 0.429
 Sub Group 4 = 0.429 > P > 0.571
 Sub Group 5 = 0.571 > P > 0.714
 Sub Group 6 = 0.714 > P > 0.857
 Sub Group 7 = 0.857 > P > 1.000
- R = 2 (untuk distribusi normal)
 - dk = G – R – 1
 = 7 – 2 – 1 = 4
 - α = 5% = 0,05
 - χ^2_{kritis} = 9,488 (diperoleh dengan menggunakan Tabel 2.6)

IV.4.1.1. Uji Kesesuaian Chi Square Distribusi Gumbel

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi Gumbel adalah,

$$X_t = X_r + S_d \times K$$

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut,

$$X_r = 93,898$$

$$S_d = 21,627$$

$$Y_n = 0,538$$

$$S_n = 1,1193$$

- Untuk P = 0.143

$$T = 1/0.143 = 7$$

$$Y_t = -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{t}{t-1}\right)\right)\right)$$

$$= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{7}{7-1}\right)\right)\right) = 1,870$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} = \frac{1,870 - 0,538}{1,1193} = 1,190$$

$$X_t = X_r + S_d \times K$$

$$= 93,898 + 21,627 \times 1,190$$

$$= 119,632$$

- Untuk P = 0.286

$$T = 1/0,286 = 3,5$$

$$Y_t = -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{t}{t-1}\right)\right)\right)$$

$$= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{3,5}{3,5-1}\right)\right)\right) = 1,089$$

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn} = \frac{1,089 - 0,538}{1,1193} = 0,492$$

$$\begin{aligned} X_t &= Xr + Sd \times K \\ &= 93,898 + 21,627 \times 0,492 \\ &= 104,549 \end{aligned}$$

- Untuk P = 0,429

$$T = 1/0,429 = 2,33$$

$$\begin{aligned} Y_t &= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{t}{t-1}\right)\right)\right) \\ &= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{2,33}{2,33-1}\right)\right)\right) = 0,581 \end{aligned}$$

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn} = \frac{0,581 - 0,538}{1,1193} = 0,038$$

$$\begin{aligned} X_t &= Xr + Sd \times K \\ &= 93,898 + 21,627 \times 0,038 \\ &= 94,719 \end{aligned}$$

- Untuk P = 0,571

$$T = 1/0,571 = 1,75$$

$$\begin{aligned} Y_t &= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{t}{t-1}\right)\right)\right) \\ &= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{1,75}{1,75-1}\right)\right)\right) = 0,166 \end{aligned}$$

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn} = \frac{0,166 - 0,538}{1,1193} = -0,333$$

$$\begin{aligned} X_t &= Xr + Sd \times K \\ &= 93,898 + 21,627 \times (-0,333) \\ &= 86,704 \end{aligned}$$

- Untuk P = 0,714

$$T = 1/0,714 = 1,4$$

$$\begin{aligned} Y_t &= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{t}{t-1}\right)\right)\right) \\ &= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{1,4}{1,4-1}\right)\right)\right) = -0,225 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{Yt - Yn}{Sn} \\ &= \frac{-0,225 - 0,538}{1,1193} = -0,625 \end{aligned}$$

$$X_t = Xr + Sd \times K$$

$$\begin{aligned}
&= 93,898 + 21,627 \times (-0,625) \\
&= 79,148 \\
- \text{ Untuk } P &= 0,857 \\
T &= 1/0,857 = 1,167 \\
Y_t &= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{t}{t-1}\right)\right)\right) \\
&= -\left(\ln\left(\ln\left(\frac{1,167}{1,167-1}\right)\right)\right) = -0,666 \\
K &= \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \\
&= \frac{-0,666 - 0,538}{1,1193} = -1,075 \\
X_t &= Xr + Sd \times K \\
&= 93,898 + 21,627 \times (-1,075) \\
&= 70,639
\end{aligned}$$

Selanjutnya dapat dilakukan perhitungan kesesuaian Chi Square menggunakan Pers 2.23. hasil dari perhitungan ditunjukkan pada Tabel 4.10. Tabel 4.10. Rekapitulasi Perhitungan Chi Square untuk Distribusi Gumbel

No	Interval Data			Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O _i	E _i		
1	X	≤	70.639	2	5.33	11.111	2.083
2	70.639	-	79.148	3	5.33	5.444	1.021
3	79.148	-	86.704	7	5.33	2.778	0.521
4	86.704	-	94.719	9	5.33	13.444	2.521
5	94.719	-	104.549	5	5.33	0.111	0.021
6	104.549	-	119.632	2	5.33	11.111	2.083
7	X	>	119.63	4	5.33	1.778	0.333
Total				32	37.33		8.250

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- $\chi^2_{\text{hitung}} = 8,250$
- $\chi^2_{\text{kritis}} = 9,488$
- $\chi^2_{\text{kritis}} > \chi^2_{\text{hitung}}$ maka distribusi diterima

IV.4.1.2. Uji Kesesuaian Chi Square Distribusi Log Pearson Type III

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi Gumbel adalah,

$$\log X = \overline{\log X} + K \times Sd \log X$$

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut,

$$\overline{\log X} = 1,963$$

$$Sd \log X = 0,092$$

$$Cs = 0,683$$

Untuk nilai K pada distribusi Log Pearson Type III diperoleh dari interpolasi menggunakan Tabel 2.4.

- Untuk P = 0,286

$$T = 3,5$$

Untuk P = 0,286 dan T = 3,5, interpolasi nilai k berdasarkan Tabel 2.4 diperoleh hasilnya adalah sebagai berikut

Cs	Periode Ulang		
	2	5	3.5
0.7	-0.116	0.79	0.337
0.6	-0.099	0.8	0.351
0.683	-0.113	0.792	0.339

$$K = 0,339$$

$$\begin{aligned} \log X &= \overline{\log X} + K \times Sd \log X \\ &= 1,963 + 0,339 \times 0,092 \\ &= 1,994 \\ X &= 10^{1,994} \\ &= 98,61 \end{aligned}$$

- Untuk P = 0,429

$$T = 2,33$$

Untuk P = 0,429 dan T = 2,33, interpolasi nilai k berdasarkan Tabel 2.4 diperoleh hasilnya adalah sebagai berikut

Cs	Periode Ulang		
	2	5	2.333
0.7	-0.116	0.79	-0.015
0.6	-0.099	0.8	0.001
0.683	-0.113	0.792	-0.013

$$K = -0,013$$

$$\begin{aligned}\log X &= \overline{\log X} + K \times Sd \log X \\ &= 1,963 + (-0,013) \times 0,092 \\ &= 1,962\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X &= 10^{1,962} \\ &= 91,55\end{aligned}$$

- Untuk P = 0,571

$$T = 1,75$$

Untuk P = 0,571 dan T = 1,75, interpolasi nilai k berdasarkan Tabel 2.4 diperoleh hasilnya adalah sebagai berikut

Cs	Periode Ulang		
	2	1.25	1.750
0.7	-0.116	-0.857	-0.363
0.6	-0.099	-0.857	-0.352
0.683	-0.113	-0.857	-0.361

$$K = -0,361$$

$$\begin{aligned}\log X &= \overline{\log X} + K \times Sd \log X \\ &= 1,963 + (-0,361) \times 0,092 \\ &= 1,930\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X &= 10^{1,930} \\ &= 85,06\end{aligned}$$

- Untuk P = 0,714

$$T = 1,4$$

Untuk P = 0,714 dan T = 1,4, interpolasi nilai k berdasarkan Tabel 2.4 diperoleh hasilnya adalah sebagai berikut

Cs	Periode Ulang		
	2	1.25	1.400
0.7	-0.116	-0.857	-0.709
0.6	-0.099	-0.857	-0.705
0.683	-0.113	-0.857	-0.708

$$K = -0,708$$

$$\begin{aligned}\log X &= \overline{\log X} + K \times Sd \log X \\ &= 1,963 + (-0,708) \times 0,092 \\ &= 1,898\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X &= 10^{1,898} \\ &= 79,05\end{aligned}$$

- Untuk $P = 0,857$

$$T = 1,167$$

Untuk $P = 0,857$ dan $T = 1,167$, interpolasi nilai k berdasarkan Tabel 2.4 diperoleh hasilnya adalah sebagai berikut

Cs	Periode Ulang		
	1.25	1.1111	1.167
0.7	-0.857	-1.183	-1.053
0.6	-0.857	-1.2	-1.063
0.683	-0.857	-1.186	-1.054

$$K = -1,054$$

$$\begin{aligned}\log X &= \overline{\log X} + K \times Sd \log X \\ &= 1,963 + (-1,054) \times 0,092 \\ &= 1,866\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X &= 10^{1,866} \\ &= 73,48\end{aligned}$$

Selanjutnya dapat dilakukan perhitungan kesesuaian Chi Square menggunakan Pers 2.23. hasil dari perhitungan ditunjukkan pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Rekapitulasi Perhitungan Chi Square untuk Distribusi Log Pearson Type III

No	Interval Data	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O _i	E _i		
1	X ≤ 73.484	3	4.57	2.469	0.540
2	73.484 - 79.053	2	4.57	6.612	1.446
3	79.053 - 85.062	5	4.57	0.184	0.040
4	85.062 - 91.554	8	4.57	11.755	2.571
5	91.554 - 98.611	7	4.57	5.898	1.290
6	98.611 - 113.553	3	4.57	2.469	0.540
7	X > 113.553	4	4.57	0.327	0.071
Total		32	32		6.500

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- $\chi^2_{hitung} = 6,500$
- $\chi^2_{kritis} = 9,488$
- $\chi^2_{kritis} > \chi^2_{hitung}$ maka distribusi diterima

IV.4.2. Uji kolmogorov smirnov

Persamaan yang digunakan dalam uji kesesuaian Kolmogorov Smirnov adalah,

$$D = \text{maksimum } [P(X_m) - P'(X_m)]$$

Dimana persyaratan yang harus dipenuhi adalah $D < D_o$. D_o diperoleh dengan melakukan interpolasi menggunakan Tabel 2.6.

$$\frac{D_o - 0,24}{0,23 - 0,24} = \frac{32 - 30}{35 - 30}$$

$$D_o = \left(\frac{2}{5} \times (-0,01) \right) + 0,24$$

$$D_o = 0,236$$

IV.4.2.1. Uji Kesesuaian Kolmogorov Smirnov Distribusi Gumbel

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh

$$S_n = 1,1193$$

$$Y_n = 0,538$$

Uji kesesuaian Kolmogorov Smirnov dimulai dengan mengurutkan data tinggi hujan dari yang terbesar ke yang terkecil. Berdasarkan Tabel 4.4 untuk data tahun 1992 tinggi hujan adalah 159 mm diperoleh

- $m = 1$ (peringkat data)
- $n = 32$ (jumlah data keseluruhan)
- $P(x) = \frac{m}{n+1} = \frac{1}{32+1} = 0,03$
- $P(x<) = 1 - P(x) = 1 - 0,03 = 0,97$
- $f(t) = \frac{x - x_{rata-rata}}{S}$
 $= \frac{159 - 93,898}{21,627} = 3,01$
- Untuk menentukan nilai $P'(x)$ terlebih dahulu dicari nilai periode ulang menggunakan penurunan rumus dari Pers 2.12. hasil dari penurunan tersebut adalah sebagai berikut

$$t = \frac{e^{e^{-Yt}}}{e^{e^{-Yt}} - 1}$$

$$\begin{aligned} Yt &= (f(t) \times Sn) + Yn \\ &= (3,01 \times 1,1193) + 0,538 \\ &= 3,907 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t &= \frac{e^{e^{-Yt}}}{e^{e^{-Yt}} - 1} \\ &= \frac{e^{e^{-3.907}}}{e^{e^{-3.907}} - 1} = 50,267 \end{aligned}$$

- $P'(x) = 1/50,267 = 0,020$
- $P'(x<) = 1 - 0,020 = 0,980$
- $D = |P(x<) - P'(x<)|$
 $= |0,97 - 0,98|$
 $= 0,010$

Perhitungan uji Kolmogorov Smirnov selengkapanya ditunjukkan pada Tabel 4.15. Berdasarkan Tabel 4.12 diperoleh nilai $D_{maks} = 0,157$.

$$D_{maks} < D_0$$

$0,157 < 0,236$ maka distribusi diterima

Tabel 4.12. Rekapitulasi Perhitungan Kolmogorov Smirnov
Distribusi Gumbel

No	Hujan (mm)	P(x)	P(x<)	f(t)	P'(x<)	D
1	159	0.03	0.97	3.01	0.980	0.010
2	150	0.06	0.94	2.59	0.968	0.029
3	130	0.09	0.91	1.67	0.914	0.005
4	130	0.12	0.88	1.67	0.914	0.035
5	105.98	0.15	0.85	0.56	0.732	0.117
6	105	0.18	0.82	0.51	0.720	0.098
7	99	0.21	0.79	0.24	0.639	0.149
8	98	0.24	0.76	0.19	0.624	0.134
9	97	0.27	0.73	0.14	0.608	0.119
10	96	0.30	0.70	0.10	0.592	0.105
11	96	0.33	0.67	0.10	0.592	0.074
12	92	0.36	0.64	-0.09	0.525	0.111
13	92	0.39	0.61	-0.09	0.525	0.081
14	92	0.42	0.58	-0.09	0.525	0.051
15	90	0.45	0.55	-0.18	0.489	0.056
16	90	0.48	0.52	-0.18	0.489	0.026
17	88	0.52	0.48	-0.27	0.453	0.032
18	87	0.55	0.45	-0.32	0.434	0.020
19	87	0.58	0.42	-0.32	0.434	0.010
20	87	0.61	0.39	-0.32	0.434	0.040
21	86	0.64	0.36	-0.37	0.415	0.052
22	86	0.67	0.33	-0.37	0.415	0.082
23	85	0.70	0.30	-0.41	0.396	0.093
24	82	0.73	0.27	-0.55	0.339	0.067
25	81	0.76	0.24	-0.60	0.320	0.078
26	80	0.79	0.21	-0.64	0.302	0.089

Lanjutan Tabel 4.12.

27	80	0.82	0.18	-0.64	0.302	0.120
28	79	0.85	0.15	-0.69	0.283	0.131
29	78.75	0.88	0.12	-0.70	0.278	0.157
30	71	0.91	0.09	-1.06	0.148	0.057
31	70	0.94	0.06	-1.10	0.134	0.073
32	55	0.97	0.03	-1.80	0.013	0.018

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.4.2.2. Uji Kesesuaian Kolmogorov Smirnov Distribusi Log Pearson Type III

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh

$$S_n = 0,092$$

$$C_s = 0,683$$

Uji kesesuaian Kolmogorov Smirnov dimulai dengan mengurutkan data tinggi hujan dari yang terbesar ke yang terkecil. Berdasarkan Tabel 4.4 untuk data tahun 1992 tinggi hujan adalah 159 mm diperoleh

$$- \log X = 2,20$$

$$- m = 1 \text{ (peringkat data)}$$

$$- n = 32 \text{ (jumlah data keseluruhan)}$$

$$- P(x) = \frac{m}{n+1} = \frac{1}{32+1} = 0,03$$

$$- P(x <) = 1 - P(x) \\ = 1 - 0,03 \\ = 0,97$$

$$- f(t) = \frac{x - x_{rata-rata}}{S} \\ = \frac{2,20 - 1,963}{0,092} \\ = 2,60$$

$$- P'(x) = 0,015$$

Nilai $P'(x)$ diperoleh dengan melakukan interpolasi menggunakan Tabel III-30. Berdasarkan interpolasi diperoleh nilai k untuk

$C_s = 0,683$ pada berbagai probabilitas adalah sebagai berikut.

Tabel 4.13. Tabel harga k untuk $C_s = 0,683$ pada Berbagai Probabilitas

C_s	Percent (probabilitas)							
	99	50	20	10	4	2	1	0.5
0.683	-1.819	-0.113	0.792	1.332	1.962	2.399	2.812	3.207

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan Tabel 4.13 tersebut kemudian dilakukan interpolasi nilai $P'(x)$ pada k yang diinginkan

- $P'(x) = 1 - 0,015 = 0,985$
- $D = |P(x) - P'(x)|$
 $= |0,97 - 0,985| = 0,015$

Perhitungan uji Kolmogorov Smirnov selengkapnya ditunjukkan pada Tabel 4.14. Berdasarkan Tabel 4.14 diperoleh nilai $D_{maks} = 0,203$.

$$D_{maks} < D_0$$

$$0,203 < 0,236 \text{ maka distribusi diterima}$$

Tabel 4.14. Rekapitulasi Perhitungan Kolmogorov Smirnov Distribusi Log Pearson Type III

No	X	Log X	P(x)	P(x<)	f(t)	P'(x<)	D
1	159	2.20	0.03	0.97	2.60	0.985	0.015
2	150	2.18	0.06	0.94	2.33	0.977	0.037
3	130	2.11	0.09	0.91	1.65	0.930	0.021
4	130	2.11	0.12	0.88	1.65	0.930	0.051
5	105.98	2.03	0.15	0.85	0.68	0.763	0.085
6	105	2.02	0.18	0.82	0.64	0.749	0.070
7	99	2.00	0.21	0.79	0.36	0.656	0.132
8	98	1.99	0.24	0.76	0.31	0.640	0.117
9	97	1.99	0.27	0.73	0.26	0.624	0.103
10	96	1.98	0.30	0.70	0.21	0.608	0.089

Lanjutan Tabel 4.14

11	96	1.98	0.33	0.67	0.21	0.608	0.059
12	92	1.96	0.36	0.64	0.01	0.541	0.095
13	92	1.96	0.39	0.61	0.01	0.541	0.065
14	92	1.96	0.42	0.58	0.01	0.541	0.035
15	90	1.95	0.45	0.55	-0.09	0.506	0.039
16	90	1.95	0.48	0.52	-0.09	0.506	0.009
17	88	1.94	0.52	0.48	-0.20	0.475	0.010
18	87	1.94	0.55	0.45	-0.25	0.459	0.005
19	87	1.94	0.58	0.42	-0.25	0.459	0.035
20	87	1.94	0.61	0.39	-0.25	0.459	0.065
21	86	1.93	0.64	0.36	-0.31	0.444	0.080
22	86	1.93	0.67	0.33	-0.31	0.444	0.110
23	85	1.93	0.70	0.30	-0.36	0.428	0.125
24	82	1.91	0.73	0.27	-0.53	0.379	0.106
25	81	1.91	0.76	0.24	-0.59	0.362	0.120
26	80	1.90	0.79	0.21	-0.65	0.345	0.133
27	80	1.90	0.82	0.18	-0.65	0.345	0.163
28	79	1.90	0.85	0.15	-0.71	0.328	0.177
29	78.7522	1.90	0.88	0.12	-0.73	0.324	0.203
30	71	1.85	0.91	0.09	-1.22	0.183	0.092
31	70	1.85	0.94	0.06	-1.28	0.163	0.103
32	55	1.74	0.97	0.03	-2.43	0.000	0.030

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.5. Kesimpulan Analisa Frekuensi

Kesimpulan dari hasil Uji Kecocokan Chi Square dan Kolmogorov Smirnov menentukan persamaan distribusi yang akan digunakan. Berdasarkan pengujian maka digunakan Metode Log Pearson Type III karena nilai Cs dan Ck pada distribusi ini memenuhi persyaratan.

Tabel 4.15. Rekapitulasi Analisa Distribusi Frekuensi dan Parameter Statistik

Parameter	Metode Gumbel	Metode Log Pearson
Uji Smirnov Kolmogorov		
Dmax	0,157	0,203
α	0,05	0,05
Do	0,236	0,236
Kesimpulan	Diterima	Diterima
Uji Chi Square		
χ^2_{hitung}	8,25	6,5
dk	4	4
α	0,05	0,05
χ^2_{kritis}	9,488	9,488
Kesimpulan	Diterima	Diterima
Pemilihan Distribusi		
Syarat	Metode Gumbel	Metode Log Pearson
Cs	< 1,139	bebas
Ck	< 5,402	bebas
Hasil	Metode Gumbel	Metode Log Pearson
Cs	1,519	0,683
Kesimpulan	NOT OK	OK
Ck	5,977	4,982
Kesimpulan	NOT OK	OK

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.6. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Dalam perhitungan unit *hydrograph* digunakan metode *hydrograph* satuan sintetik Nakayasu. Diketahui parameter-parameter *hydrograph* adalah sebagai berikut

$$A = 30,83 \text{ km}^2$$

$$L = 10,5 \text{ km}$$

$$R_0 = 1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 t_r &= 1 \text{ jam} \\
 T_g &= 0,21 \times L^{0,70} \text{ (panjang sungai } L < 15 \text{ km)} \\
 &= 0,21 \times 10,5^{0,70} = 1,0891 \text{ jam} \\
 T_p &= T_g + 0,8 T_r \\
 &= 1,089 + (0,8 \times 1) = 1,889 \text{ jam} \\
 \alpha &= 3 \\
 T_{0,3} &= \alpha \times T_g \\
 &= 3 \times 1,0891 = 3,267 \text{ jam} \\
 Q_p &= \frac{1}{3,6} \times A \times \frac{R_0}{0,3 T_p + T_{0,3}} \\
 &= \frac{1}{3,6} \times 30,83 \times \frac{1}{0,3 \times 1,889 + 3,267} = 2,233 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan ordinat *Hydrograph* Nakayasu ditunjukkan pada Tabel 4.16 Sampai dengan Tabel 4.19

- Kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$T_p = 1,9 \text{ jam}$$

$$Q_t = 2,233 \times \frac{t^{2,4}}{1,9}$$

Tabel 4.16. Ordinat *Hydrograph* untuk Kurva Naik ($0 < t < 1,889$)

t	Qt
0	0.000
0.1	0.002
0.2	0.010
0.3	0.027
0.4	0.054
0.5	0.092
0.6	0.142
0.7	0.206
0.8	0.284
0.9	0.377
1	0.485
1.1	0.610
1.2	0.752

Lanjutan Tabel 4.16

1.3	0.911
1.4	1.088
1.5	1.284
1.6	1.499
1.7	1.734
1.8	1.989
1.9	2.265

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Kurva turun ($T_p < t < (T_p + T_{0,3})$)
 - $T_p = 1,9$ jam
 - $T_p + T_{0,3} = 1,9 + 3,3 = 5,2$ jam
 - $Q_t = 2,233 \times 0,3^{\frac{t-1,9}{3,3}}$

Tabel 4.17. Ordinat *Hydrograph* untuk Kurva Turun ($1,9 < t < 5,2$)

t	$Q_t = 2,23 \times 0,3^{\frac{t-1,9}{5,2}}$
2.0	2.153
2.1	2.066
2.2	1.992
2.3	1.920
2.4	1.850
2.5	1.783
2.6	1.719
2.7	1.657
2.8	1.597
2.9	1.539
3	1.483
3.1	1.429
3.2	1.378
3.3	1.328
3.4	1.280

Lanjutan Tabel 4.17

3.5	1.234
3.6	1.189
3.7	1.146
3.8	1.104
3.9	1.065
4	1.026
4.1	0.989
4.2	0.953
4.3	0.919
4.4	0.885
4.5	0.853
4.6	0.822
4.7	0.793
4.8	0.764
4.9	0.736
5	0.710
5.1	0.684
5.2	0.659

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Kurva turun ($(T_p + T_{0,3}) < t < (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$)
 $T_p + T_{0,3} = 5,2$ jam
 $T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3} = 1,9 + 3,3 + (1,5 \times 3,3) = 10,1$ jam
 $Q_t = 2,233 \times 0,3^{\left[\frac{t-1,9+1,65}{1,5 \times 3,3}\right]}$
 $= 2,233 \times 0,3^{\left[\frac{t-0,26}{4,95}\right]}$

Tabel 4.18. Ordinat *Hydrograph* untuk Kurva Turun ($(T_p + T_{0,3}) < t < (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$)

t	$Q_t = 2,23 \times 0,3^{\left[\frac{t-0,26}{4,95}\right]}$
5.3	0.654
5.4	0.638

Lanjutan Tabel 4.18

5.5	0.622
5.6	0.607
5.7	0.593
5.8	0.578
5.9	0.564
6.0	0.550
6.1	0.537
6.2	0.524
6.3	0.511
6.4	0.499
6.5	0.487
6.6	0.475
6.7	0.464
6.8	0.452
6.9	0.441
7.0	0.431
7.1	0.420
7.2	0.410
7.3	0.400
7.4	0.390
7.5	0.381
7.6	0.372
7.7	0.363
7.8	0.354
7.9	0.345
8.0	0.337
8.1	0.329
8.2	0.321
8.3	0.313

Lanjutan Tabel 4.18

8.4	0.305
8.5	0.298
8.6	0.291
8.7	0.284
8.8	0.277
8.9	0.270
9.0	0.263
9.1	0.257
9.2	0.251
9.3	0.245
9.4	0.239
9.5	0.233
9.6	0.227
9.7	0.222
9.8	0.216
9.9	0.211
10.0	0.206
10.1	0.201

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Kurva turun ($t > (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$)

$$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3} = 1,889 + 3,3 + (1,5 \times 3,267) = 10,1$$

$$Q_t = 2,233 \times 0,3^{\left[\frac{t-1,9+4,95}{2 \times 3,3}\right]}$$

$$= 2,233 \times 0,3^{\left[\frac{t-3,05}{6,6}\right]}$$

Tabel 4.19. Ordinat *Hydrograph* untuk Kurva Turun ($t > (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$)

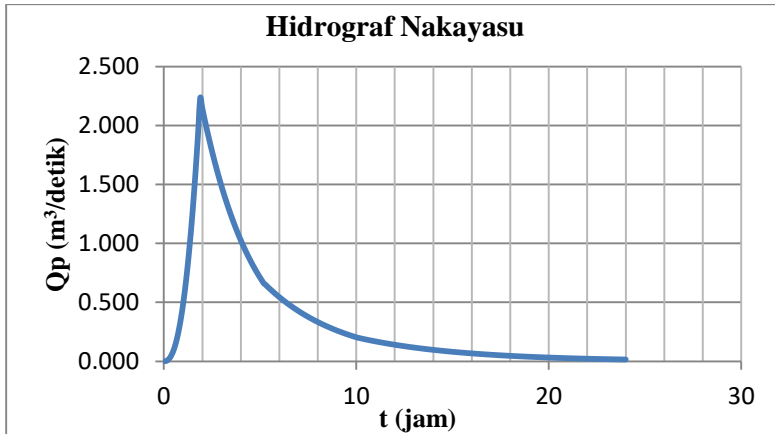
t	Qt
10.5	0.185
11.0	0.169

Lanjutan Tabel 4.19

11.5	0.154
12.0	0.141
12.5	0.128
13.0	0.117
13.5	0.107
14.0	0.097
14.5	0.089
15.0	0.081
15.5	0.074
16.0	0.067
16.5	0.061
17.0	0.056
17.5	0.051
18.0	0.047
18.5	0.042
19.0	0.039
19.5	0.035
20.0	0.032
20.5	0.029
21.0	0.027
21.5	0.024
22.0	0.022
22.5	0.020
23.0	0.019
23.5	0.017
24.0	0.015

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Hasil perhitungan tersebut kemudian dapat dibuat grafik Hidrograf Satuan seperti pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5. Hidrograf Nakayasu
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.7. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Berdasarkan pemilihan distribusi dan uji kecocokan yang telah dilakukan, persamaan distribusi yang digunakan dalam perhitungan selanjutnya adalah menggunakan Log Pearson Type III. Tabel 4.20 menunjukkan hasil dari perhitungan Distribusi Log Pearson Type III.

Tabel 4.20. Curah Hujan Rencana Log Pearson Type III pada Berbagai Periode Ulang

No	T (Periode Ulang)	G	log X	X _t
1	2	-0.110	1.953	89.697
2	5	0.792	2.035	108.489
3	10	1.332	2.085	121.595
4	25	1.962	2.143	138.886
5	50	2.399	2.183	152.289
6	100	2.812	2.221	166.170
7	200	3.207	2.257	180.623
8	1000	4.080	2.337	217.148

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.8. Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-Jaman

Perhitungan curah hujan jam jaman dilakukan menggunakan metode Mononobe. Distribusi hujan yang sering terjadi di Indonesia pada umumnya adalah hujan terpusat 5 jam. Dalam perhitungan curah hujan efektif jam-jaman kali ini digunakan lamanya hujan adalah 5 jam dengan periode ulang 1000 tahun. Koefisien pengaliran berdasarkan perencanaan pada FS Bendungan Kedung Warak Nganjuk adalah 0,61. Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke-1 adalah sebagai berikut:

- $T = 5 \text{ jam}$
- $t = 1 \text{ jam}$
- $R_{24} = 217,15 \text{ mm}$
- $R_t = \frac{R_{24}}{T} \times \left(\frac{T}{t}\right)^{\frac{2}{3}}$
 $= \frac{217,15}{5} \times \left(\frac{5}{1}\right)^{\frac{2}{3}}$
 $= 126,989 \text{ mm}$
- $R_t' = t \cdot R_t - (t - 1) \cdot (R(t - 1))$
 $= (1 \times 126,989) - ((1 - 1) \times 0)$
 $= 126,989 \text{ mm}$
- $R_n = 126,989 \times 0,61$
 $= 77,463 \text{ mm}$

Perhitungan distribusi tinggi hujan pada jam ke-t ditunjukkan pada Tabel 4.21.

Tabel 4.21. Hasil Perhitungan Distribusi Curah Hujan Efektif untuk Periode Ulang 1000 Tahun

Jam ke	R_t (mm)	R_t' (mm)	f	R_n (mm)
1	126.989	126.989	0.61	77.463
2	79.998	33.007	0.61	20.134
3	61.050	23.154	0.61	14.124
4	50.396	18.433	0.61	11.244
5	43.430	15.566	0.61	9.495

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Kemudian, menggunakan *Hydrograph* Nakayasu dimasukkan distribusi curah hujan efektif selama 5 jam diperoleh debit rencana untuk periode ulang 1000 tahun adalah seperti pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22. Curah Hujan Efektif Jam-Jaman Periode Ulang 1000 Tahun

t (jam)	Q (m³/detik)	Q akibat hujan netto (m³/detik)					Q _{banjir} (m³/detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
0	0.0000	0.000					0.000
1	0.4853	37.591	0.000				37.591
1.9	2.2335	173.012	7.588				180.600
2	2.1527	166.752	9.771	0.000			176.523
3	1.4832	114.890	43.342	6.854	0.000		165.086
4	1.0260	79.477	29.862	30.404	5.456	0.000	145.200
5	0.7098	54.980	20.658	20.948	24.204	4.608	125.397
6	0.5505	42.643	14.290	14.491	16.676	20.440	108.540
7	0.4306	33.354	11.084	10.024	11.536	14.083	80.081
8	0.3368	26.089	8.669	7.775	7.980	9.742	60.256
9	0.2634	20.406	6.781	6.081	6.190	6.739	46.197
10	0.2061	15.961	5.304	4.757	4.841	5.227	36.090
11	0.1690	13.088	4.149	3.721	3.787	4.088	28.832
12	0.1405	10.885	3.402	2.910	2.962	3.198	23.357
13	0.1169	9.054	2.829	2.386	2.317	2.501	19.087
14	0.0972	7.530	2.353	1.985	1.900	1.956	15.724
15	0.0809	6.263	1.957	1.651	1.580	1.604	13.055
16	0.0672	5.209	1.628	1.373	1.314	1.334	10.858
17	0.0559	4.333	1.354	1.142	1.093	1.110	9.031
18	0.0465	3.603	1.126	0.950	0.909	0.923	7.511
19	0.0387	2.997	0.937	0.790	0.756	0.768	6.247

Lanjutan Tabel 4.22

20	0.0322	2.493	0.779	0.657	0.629	0.639	5.196
21	0.0268	2.073	0.648	0.546	0.523	0.531	4.322
22	0.0223	1.724	0.539	0.455	0.435	0.442	3.595
23	0.0185	1.434	0.448	0.378	0.362	0.367	2.990
24	0.0154	1.193	0.373	0.314	0.301	0.306	2.487

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Dari Tabel 4.22. di atas dapat dilihat bahwa debit maksimum adalah sebesar 180,60 m³/detik.

IV.9. Lengkung Kapasitas Waduk

Perhitungan luasan tiap kontur atau elevasi dihitung menggunakan program AutoCAD dengan beda elevasi masing-masing yang terdapat pada peta topografi. Berdasarkan peta topografi *Feasibility Study* Bendungan Kedung Warak diperoleh data seperti pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Hubungan Elevasi, Luas, dan Volume Tampung-an Waduk

Elevasi	Luas (m ²)	Luas (km ²)	Volume (m ³)	V kum (m ³)
150	250779.26	0.251	1.254	1.254
162.5	2240055.39	2.240	15.568	16.822

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan Tabel 4.23 kemudian dilakukan interpolasi data lengkung kapasitas. Hasil dari interpolasi elevasi tersebut dan hubungannya dengan luas dan volume tampungan dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24. Hubungan antara Elevasi, Luas dan Volume Tampung-an

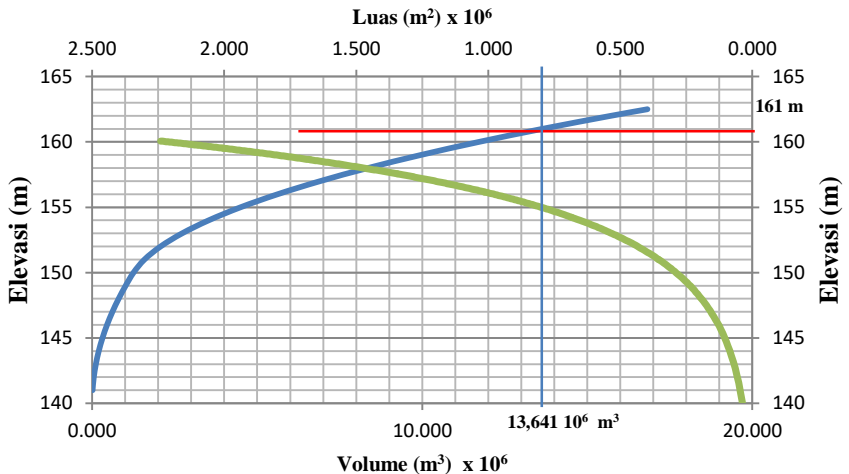
Elevasi (m)	Luas (m ²)	Luas (m ²) 10 ⁶	Volume (m ³)	Volume Kumulatif (m ³)	Volume Kumulatif (m ³) 10 ⁶
141	25077.926	0.025	12539	12538.963	0.013
142	50155.853	0.050	37617	50155.853	0.050
143	75233.779	0.075	62695	112850.669	0.113

Lanjutan Tabel 4.24

144	100311.705	0.100	87773	200623.411	0.201
145	125389.632	0.125	112851	313474.080	0.313
146	150467.558	0.150	137929	451402.675	0.451
147	175545.485	0.176	163007	614409.196	0.614
148	200623.411	0.201	188084	802493.644	0.802
149	225701.337	0.226	213162	1015656.018	1.016
150	250779.264	0.251	238240	1253896.319	1.254
151	409921.354	0.410	330350	1584246.627	1.584
152	569063.444	0.569	489492	2073739.027	2.074
153	728205.535	0.728	648634	2722373.516	2.722
154	887347.625	0.887	807777	3530150.096	3.530
155	1046489.715	1.046	966919	4497068.766	4.497
156	1205631.806	1.206	1126061	5623129.526	5.623
157	1364773.896	1.365	1285203	6908332.377	6.908
158	1523915.986	1.524	1444345	8352677.318	8.353
159	1683058.077	1.683	1603487	9956164.350	9.956
160	1842200.167	1.842	1762629	11718793.472	11.719
161	2001342.257	2.001	1921771	13640564.684	13.641
162	2160484.348	2.160	2080913	15721477.986	15.721
162.50	2240055.393	2.240	1100135	16821612.921	16.822

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Kemudian, menggunakan data tersebut dapat diperoleh grafik lengkung waduk seperti pada Gambar 4.6.

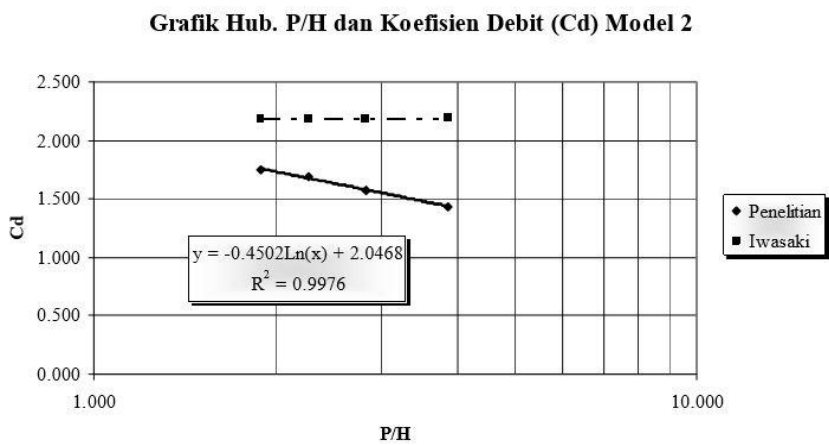


Gambar 4.6. Grafik Lengkung Kapasitas Waduk
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Volume tampungan waduk ditetapkan sebesar $13,641 \times 10^6 \text{ m}^3$. Berdasarkan grafik lengkung kapasitas waduk dengan tampungan tersebut maka diperoleh elevasi berada pada 161 m. Tampungan mati untuk sedimen adalah $4,640 \times 10^6 \text{ m}^3$ sehingga tampungan efektifnya menjadi $9,001 \times 10^6 \text{ m}^3$.

IV.10. Flood Routing

Perhitungan *flood routing* menggunakan *hydrograph inflow* Nakayasu dengan periode ulang 1000 tahun. Mula-mula, ditentukan lebar *spillway* yang akan direncanakan. Pada perencanaan ini digunakan *spillway* tipe busur, dengan panjang busur adalah 25 m. Selanjutnya, perhitungan koefisien debit untuk pelimpah tipe busur diperoleh dengan menggunakan Gambar 4.7.



Gambar 4.7. Grafik Hubungan P/H dan Cd
(Sumber: Prastumi dkk, 2008)

Berdasarkan Gambar 4.7 kemudian dilakukan perhitungan koefisien debit pada berbagai elevasi di atas ambang pelimpah. Menghitung Cd dilakukan dengan menggunakan rumus $Cd = - 0,4502 \text{ Ln}(x) + 2,0468$. Dimana x merupakan nilai P/H. Hasil dari perhitungan tersebut ditunjukkan pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25. Koefisien Debit

Elevasi Ambang	H	P/H	Cd
161.00	0.00	0	0.00
161.50	0.50	7.00	1.17
162.00	1.00	3.50	1.48
162.50	1.50	2.33	1.67
163.00	2.00	1.75	1.79
163.50	2.50	1.40	1.90
164.00	3.00	1.17	1.98
164.50	3.50	1.00	2.05
165.00	4.00	0.88	2.11

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Selanjutnya dilakukan perhitungan untuk mengetahui hubungan antara elevasi, besar tampungan dan debit outflow. Contoh perhitungan pada elevasi +161,5 m adalah sebagai berikut

- $H = 0,5 \text{ m}$
- $C = 1,17$
- $S = \text{Volume}+161,5 - \text{Volume}+161,0$
 $= (14681 - 13641) 10^3$
 $= 1040,456 \times 10^3 \text{ m}^3$
- $Q = C \times B \times H^{3/2}$
 $= 1,17 \times 24,95 \times 0,5^{3/2}$
 $= 10,35 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $\Delta t = 1800 \text{ detik (interval hidrograf 0,5 jam)}$
- $S - \frac{Q\Delta t}{2} = (1040,456 - \frac{10,35 \times 1800}{2}) 10^3$
 $= 1031,1 \times 10^3 \text{ m}^3$
- $S + \frac{Q\Delta t}{2} = (1040,456 + \frac{10,35 \times 1800}{2}) 10^3$
 $= 1049,8 \times 10^3 \text{ m}^3$

Kemudian, dengan cara yang sama dilakukan perhitungan untuk elevasi selanjutnya. Hasil dari perhitungan untuk elevasi yang lain selengkapnya ditunjukkan pada Tabel 4.26.

Tabel 4.26. Hubungan antara Elevasi, Tampungan, dan Outflow

Elevasi	H	Q	Q/2	Volume	Storage	$S - \frac{Q\Delta t}{2}$	$S + \frac{Q\Delta t}{2}$
m	m	m ³ /dt	m ³ /dt	(10 ³)m ³	m ³	(10 ³)m ³	(10 ³)m ³
+ 161.00	0.00	0.00	0.00	13641	0.00	0.00	0.00
+ 161.50	0.50	10.35	5.17	14681	1040.46	1021.83	1059.08
+ 162.00	1.00	37.07	18.54	15721	2080.91	2014.19	2147.64
+ 162.50	1.50	76.49	38.24	16822	3181.05	3043.37	3318.72
+ 163.00	2.00	126.92	63.46	17962	4320.97	4092.52	4549.42

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Kemudian dilakukan penelusuran banjir. Hasil dari penelusuran banjir selengkapnya ditunjukkan pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27. Hasil Analisa *Flood Routing*

t	Inflow	Elevasi	Q output
jam	m³/dt		m³/dt
(1)	(2)	(3)	(4)
0	0	161	0
0.5	7.12	161.02	0.46
1	37.59	161.08	1.68
1.5	101.32	161.2	4.16
1.9	180.6	161.35	7.15
2.5	165.29	161.48	9.95
3	165.09	161.61	16.03
3.5	150.63	161.72	21.99
4	145.2	161.82	27.24
4.5	131.44	161.9	31.82
5	125.4	161.98	35.81
5.5	115.06	162.04	40.08
6	108.54	162.09	43.87
6.5	93.1	162.12	46.54
7	80.08	162.14	48.3
7.5	69.4	162.16	49.33
8	60.26	162.16	49.78
8.5	52.72	162.16	49.76
9	46.2	162.16	49.37
9.5	40.81	162.15	48.69
10	36.09	162.14	47.78
10.5	32.15	162.12	46.7
11	28.83	162.11	45.49
11.5	25.92	162.09	44.19

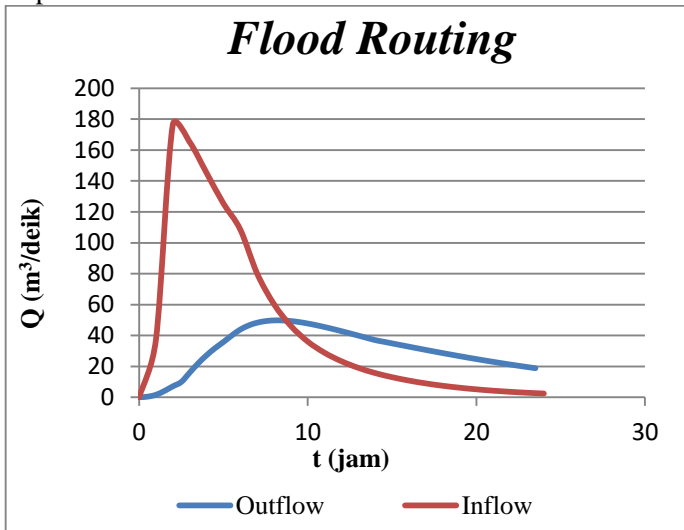
Lanjutan Tabel 4.27.

12	23.36	162.07	42.82
12.5	21.09	162.05	41.4
13	19.09	162.04	39.95
13.5	17.31	162.02	38.48
14	15.72	162	37.03
14.5	14.32	161.98	35.98
15	13.06	161.96	34.92
15.5	11.91	161.94	33.85
16	10.86	161.92	32.79
16.5	9.9	161.9	31.74
17	9.03	161.88	30.69
17.5	8.24	161.86	29.66
18	7.51	161.84	28.65
18.5	6.85	161.82	27.65
19	6.25	161.81	26.67
19.5	5.7	161.79	25.71
20	5.2	161.77	24.77
20.5	4.74	161.75	23.86
21	4.32	161.74	22.97
21.5	3.94	161.72	22.1
22	3.59	161.7	21.26
22.5	3.28	161.69	20.44
23	2.99	161.67	19.64
23.5	2.73	161.66	18.87
24	2.49		

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Hasil dari *flood routing* menunjukkan bahawa debit outflow maksimum yang terjadi adalah sebesar 49,78 m³/detik pada elevasi 162,161 m. Berdasarkan hasil

perhitungan dapat dibuat grafik *flood routing* adalah seperti pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8. Grafik *Flood Routing*
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.11. Lebar Mercu Bendungan

Lebar mercu bendungan direncanakan sedemikian rupa sehingga puncak bendungan dapat menahan hempasan ombak di atas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu. Selain itu, pada saat menentukan lebar mercu bendungan juga diperhatikan kegunaannya sebagai jalan eksploitasi, pemeliharaan bendungan, dan sebagainya.

Data diketahui:

$$H = 25,25 \text{ m}$$

$$b = 3,6 H^{1/3} - 3,0$$

$$= 3,6 \times 25,25^{1/3} - 3,0 = 7,56 \text{ m} \approx 8 \text{ m}$$

Jadi, untuk bendungan dengan tinggi 25,25 m ini diperlukan lebar mercu bendung sebesar 8 m.

IV.12. Kemiringan Lereng Bendungan

Data-data perencanaan yang digunakan dalam menentukan kemiringan lereng bendungan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\gamma &= 1,65 \text{ t/m}^3 \\ c &= 1 \text{ t/m}^3 \\ \phi &= 22^\circ \\ K &= 0,132\end{aligned}$$

IV.12.1. Kemiringan lereng bagian hulu

$$\begin{aligned}\text{FS} &= \frac{m - k \times \gamma' \times \tan \phi}{1 + k \times \gamma' \times m} \\ 1,5 &= \frac{m - (0,132 \times 1,65 \times \tan 22)}{1 + (0,132 \times 1,65 \times m)} \\ 1,5 &= \frac{m - 0,0879}{1 + (0,528 \times m)}\end{aligned}$$

m untuk hulu dengan cara coba-coba diperoleh adalah 2,359, maka dipakai $m = 2,5$

IV.12.2. Kemiringan lereng bagian hilir

$$\begin{aligned}\text{FS} &= \frac{m - k \times \tan \phi}{1 + k \times m} \\ 1,5 &= \frac{m - (0,132 \times \tan 22)}{1 + (0,132 \times m)} \\ 1,5 &= \frac{m - 0,129}{1 + (0,132 \times m)}\end{aligned}$$

m untuk hilir dengan cara coba-coba diperoleh adalah 1,935, maka dipakai $m = 2,0$

IV.13. Perencanaan *Spillway*

IV.13.1. Perencanaan lengkung busur

Pelimpah lengkung yang direncanakan mengikuti tipe pelimpah lengkung Model 2 dengan sudut busur adalah 143.886° . Lebar pelimpah direncanakan 45 m, sehingga perencanaan dimensi lengkungan pelimpah adalah sebagai berikut:

IV.13.1.1. Perencanaan jari-jari lengkung busur

Diketahui data perencanaan

$$B \text{ Busur} = 25 \text{ m}$$

$$\theta = 144^\circ$$

$$- \text{Busur} = \frac{\theta}{360} \times 2\pi R$$

$$- R = \text{Busur} \times \frac{360}{\theta \times 2\pi}$$

$$R = 25 \times \frac{360}{144 \times 2\pi}$$

$$R = 9,947 \text{ m}$$

$$\approx 9,95 \text{ m}$$

IV.13.1.2. Perencanaan lebar lengkung busur

Lebar lengkung busur direncanakan adalah sama dengan menghitung tali busur pada lingkaran diketahui $R = 9,95 \text{ m}$.

- Lebar lengkung busur

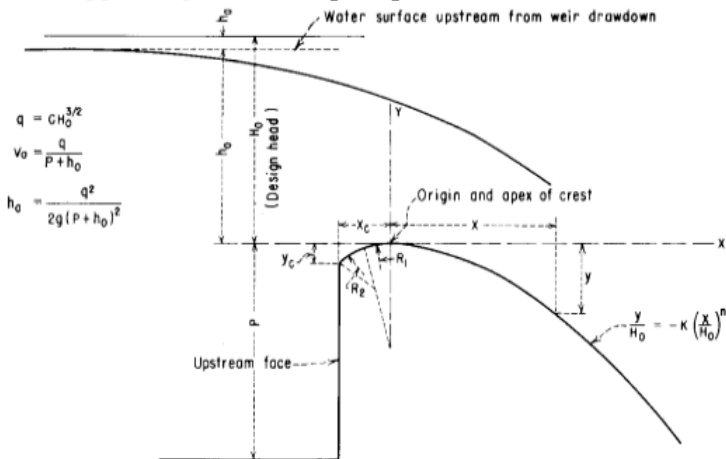
$$= 2R \times \sin\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

$$= 2 \times 9,95 \times \sin\left(\frac{144}{2}\right)$$

$$= 18,93 \text{ m}$$

IV.13.2. Perencanaan dimensi pelimpah

Perencanaan dimensi bangunan pelimpah adalah pelimpah tipe lengkung yang didasarkan pada *Design of Small Dam*. Profil mercu yang digunakan adalah *Nappe-Shaped Crest* seperti pada Gambar 4.9.



(A) ELEMENTS OF NAPPE-SHAPED CREST PROFILES

Gambar 4.9. Profil Mercu *Spillway Nappe-Shaped*
(Sumber: United States Department of The Interior
Bureau of Reclamation, 1987)

Data perencanaan:

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{outflow max}} &= 49,78 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 \text{Elevasi outflow max} &= 162,161 \text{ m} \\
 \text{Elevasi tampungan} &= 161 \text{ m} \\
 B \text{ busur} &= 25 \text{ m} \\
 n &= 2 \text{ pilar} \\
 K_p &= 0,01 \text{ (Pilar Berujung Bulat)} \\
 K_a &= 0 \text{ (Pangkal tembok bulat, } r > 0,5H_1 \text{ dan tembok hulu tidak lebih dari } 45^\circ \text{ ke arah aliran)} \\
 B \text{ efektif} &= B - (2(nK_p + K_a)H) \\
 &= 25 - (2(2 \times 0,01 + 0)1) \\
 &= 24,95 \text{ m}
 \end{aligned}$$

IV.13.2.1. Desain saluran pengarah

Saluran pengarah berfungsi sebagai pengarah atau penuntun aliran supaya aliran tersebut berada dalam kondisi hidrolika yang baik. Pada saluran pengarah, kecepatan air yang masuk tidak boleh melebihi 4 m/detik. Sedangkan untuk kedalaman saluran pengarah diambil lebih besar dari 1/5 tinggi rencana limpasan di atas mercu ambang pelimpah.

Diketahui:

$$h_0 = 1,161 \text{ m}$$

Mencari kedalaman saluran pengarah dilakukan dengan perhitungan berikut

$$\begin{aligned}
 - W &= 1/5 \times h_0 = 1/5 \times 1,61 \\
 &= 0,23 \text{ m} \approx 2.50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$- Q = V \times A$$

$$- V = Q/A$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{49,78}{24,95 \times (2,5 + 1,161)} \\
 &= \frac{49,78}{91,36}
 \end{aligned}$$

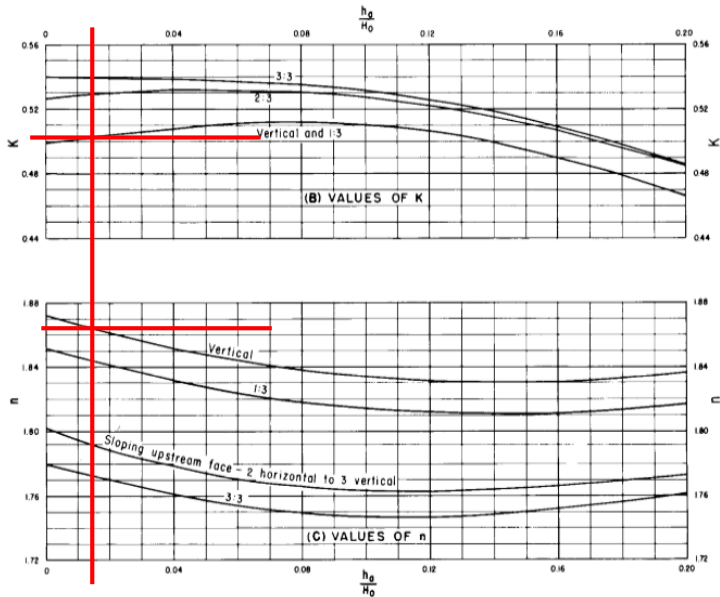
$$\begin{aligned}
 &= 0,54 \text{ m/s} < 4 \text{ m/s} \\
 &\text{(dapat diterima)}
 \end{aligned}$$

IV.13.2.2. Perencanaan penampang melintang ambang pelimpah

Sebelum merencanakan penampang pelimpah, terlebih dahulu mencari h_a dan H_d . Untuk menentukan tingginya *design head* dilakukan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 - \quad P/H &= 2,5/1,161 \\
 &= 2,15 \\
 - \quad C &= -0,4502 \ln(x) + 2,0468 \\
 &= -0,4502 \ln(2,15) + 2,0468 \\
 &= 1,702 \\
 - \quad q &= C h_0^{3/2} \\
 &= 1,702 \times 1,161^{\frac{3}{2}} \\
 &= 2,129 m^2/s/m \\
 - \quad h_a &= \frac{q^2}{2g(P+h_0)^2} \\
 &= \frac{2,129^2}{2 \times 9,81(2,5+1,161)^2} \\
 &= 0,017 \text{ m} \\
 - \quad H_d &= h_0 + h_a \\
 &= 1,161 + 0,017 \\
 &= 1,178 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Merencanakan penampang ambang pelimpah menggunakan persamaan lengkung Harrold dimana nilai K dan n diperoleh dengan menggunakan grafik hubungan antara h_a/H_0 dengan nilai K dan n .



Gambar 4.10. Grafik Hubungan antara h_a/H_0 dengan Nilai K dan n.

(Sumber: United States Department of The Interior Bureau of Reclamation, 1987)

$$\frac{h_a}{H_0} = \frac{0,017}{1,178}$$

$$= 0,015$$

Berdasarkan Grafik 4.10 diperoleh

$$K = 0,501$$

$$n = 1,862$$

Persamaan lengkung Harrold menjadi

$$X^{1,862} = -\frac{1}{0,501} (yH_0^{1,862-1})$$

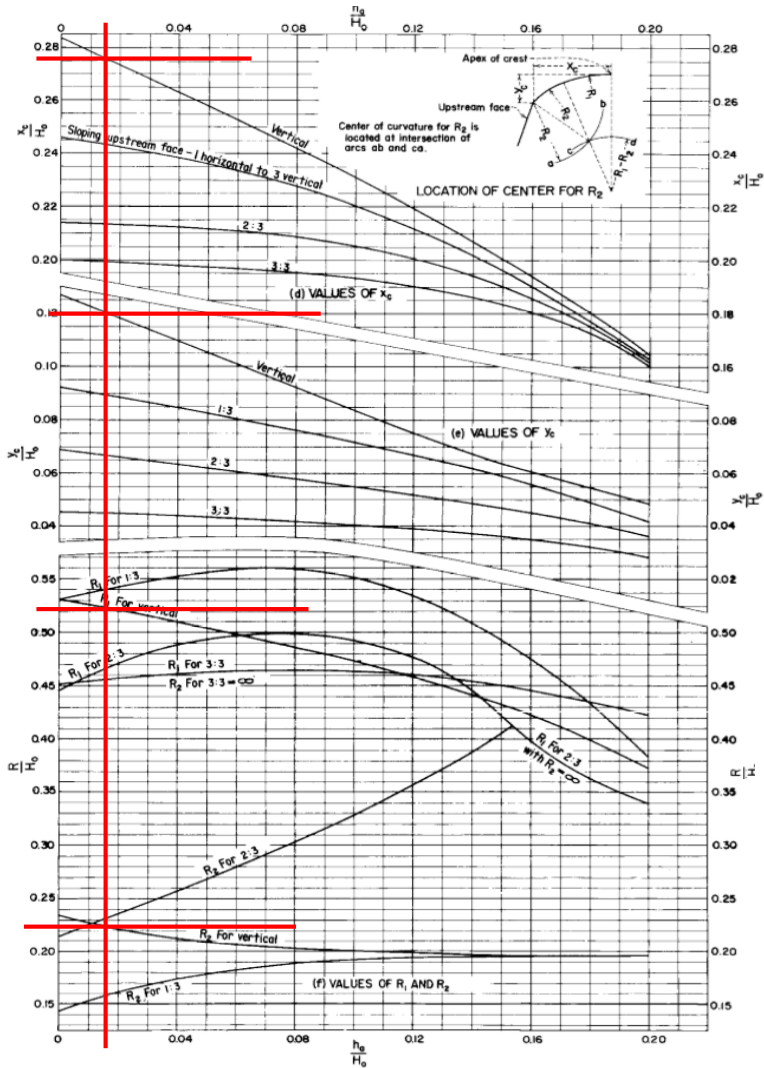
Dengan menggunakan persamaan di atas maka diperoleh masing-masing titik lengkung pelimpah bagian *downstream* adalah seperti pada Tabel 4.28.

Tabel 4.28 Kordinat X dan Y Penampang Ambang Pelimpah

Elevasi	Y (m)	X (m)	Elevasi	Y (m)	X (m)
161.0	0.00	0	159.20	1.80	2.144
160.9	0.10	0.454	159.10	1.90	2.208
160.8	0.20	0.659	159.00	2.00	2.269
160.7	0.30	0.819	158.90	2.10	2.330
160.6	0.40	0.956	158.80	2.20	2.388
160.5	0.50	1.078	158.70	2.30	2.446
160.4	0.60	1.189	158.60	2.40	2.503
160.3	0.70	1.291	158.50	2.50	2.558
160.2	0.80	1.387	158.40	2.60	2.613
160.1	0.90	1.478	158.30	2.70	2.666
160.0	1.00	1.564	158.20	2.80	2.719
159.9	1.10	1.646	158.10	2.90	2.770
159.8	1.20	1.725	158.00	3.00	2.821
159.7	1.30	1.801	157.90	3.10	2.872
159.6	1.40	1.874	157.80	3.20	2.921
159.5	1.50	1.944	157.70	3.30	2.970
159.4	1.60	2.013	157.60	3.40	3.018
159.3	1.70	2.080	157.50	3.50	3.065

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Untuk lengkung pelimpah pada bagian upstream didapat dengan menggunakan grafik hubungan antara $\frac{ha}{H_0}$ dengan $\frac{xc}{H_0}$, $\frac{yc}{H_0}$, dan $\frac{R}{H_0}$ seperti pada Gambar 4.11.

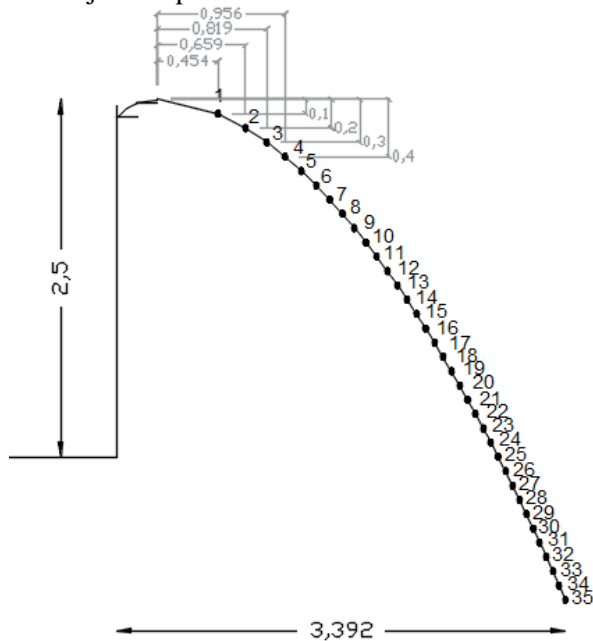


Gambar 4.11. Grafik Hubungan antara $\frac{h_a}{H_0}$ dengan $\frac{x_c}{H_0}$, $\frac{y_c}{H_0}$, dan $\frac{R}{H_0}$
 (Sumber: United States Department of The Interior Bureau of Reclamation, 1987)

Berdasarkan Gambar 4.11 tersebut maka dapat diperoleh nilai-nilai berikut

- $\frac{x_c}{H_0} = 0,276$
 $x_c = 0,276 \times 1,178 = 0,325 \text{ m}$
- $\frac{y_c}{H_0} = 0,12$
 $y_c = 0,12 \times 1,178 = 0,141 \text{ m}$
- $\frac{R_1}{H_0} = 0,522$
 $R_1 = 0,522 \times 1,178 = 0,615 \text{ m}$
- $\frac{R_2}{H_0} = 0,222$
 $R_2 = 0,222 \times 1,178 = 0,262 \text{ m}$
- $R_1 - R_2 = 0,615 - 0,262 = 0,354 \text{ m}$

Bentuk ambang penampang pelimpah ditunjukkan pada Gambar 4.12.



Gambar 4.12. Penampang Ambang Pelimpah
 (Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

IV.13.2.3. Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah

Dalam menentukan tinggi muka air di atas saluran pelimpah digunakan persamaan Bernoulli seperti pada Pers 2.55. Berdasarkan data dan perhitungan sebelumnya diperoleh data-data berikut

$$Q = 49,78 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$n = 0,02 \text{ (saluran beton plesteran)}$$

$$L = 24,95 \text{ m}$$

Pada saat air melimpah di atas puncak *spillway*, debit aliran akan terus bertambah hingga muka air di atas puncak *spillway* menjadi aliran kritis. Oleh karena itu, dalam perhitungan muka air di atas pelimpah digunakan muka air kritis. Perhitungan kedalaman kritis (h_{cr}) dan (v_{cr}) kecepatan kritis adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} h_{cr} &= \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times L^2}} \\ &= \sqrt[3]{\frac{49,78^2}{9,81 \times 24,95^2}} = 0,740 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{cr} &= \frac{Q}{h_{cr} \times L} \\ &= \frac{49,782}{0,740 \times 24,95} = 2,695 \text{ m/s} \end{aligned}$$

- Tinggi muka air di titik 1

Data diketahui berdasarkan kondisi hulu

$$Q = 49,78 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$h_0 = 1,161 \text{ m}$$

$$L = 24,95 \text{ m}$$

$$n = 0,02$$

$$\theta = 12^\circ$$

$$z_0 = 0,1 \text{ m}$$

$$l = 0,465 \text{ m}$$

$$v_0 = 2,695 \text{ m/s}$$

Perhitungan tinggi muka air menggunakan persamaan Bernoulli:

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + Hf$$

$$0,1 + 1,161 \times \cos 12 + \frac{2,695^2}{2 \times 9,81} = 0 + d_1 \cos 12 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf$$

$$1,604 = d_1 \cos 12 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf$$

Dilakukan coba-coba untuk nilai

d_1 , jika $d_1 = 0,414 \text{ m}$ maka:

$$A_1 = d_1 \times L$$

$$= 0,414 \times 24,95 = 10,325 \text{ m}$$

$$P_1 = 2 d_1 + L$$

$$= (2 \times 0,414) + 24,95 = 25,781 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{A}{P} = \frac{10,325}{25,781} = 0,400$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{49,78}{10,325} = 4,821 \text{ m/s}$$

$$Hf = \frac{n^2 v_1^2}{R^{4/3}} l$$

$$= \frac{0,02^2 \times 4,821^2}{0,400^{4/3}} 0,465$$

$$= 0,0146 \text{ m}$$

Persamaan Bernoulli menjadi

$$1,604 = d_1 \cos 12 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf$$

$$1,604 = 0,414 \times \cos 12 + \frac{4,821^2}{2 \times 9,81} + 0,0146$$

$$1,604 = 1,604$$

- Tinggi muka air di titik 2

Data diketahui berdasarkan kondisi hulu

$$Q = 49,78 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$h_0 = 0,414 \text{ m}$$

$$L = 24,95 \text{ m}$$

$$n = 0,02$$

$$\begin{aligned}\theta &= 26^\circ \\ z_0 &= 0,1 \text{ m} \\ l &= 0,228 \text{ m} \\ v_0 &= 4,821 \text{ m/s}\end{aligned}$$

Perhitungan tinggi muka air menggunakan persamaan Bernoulli:

$$\begin{aligned}z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} &= z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + Hf \\ 0,1 + 0,414 \times \cos 26 + \frac{4,821^2}{2 \times 9,81} &= 0 + d_1 \cos 26 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf \\ 1,657 &= d_1 \cos 26 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf\end{aligned}$$

Dilakukan coba-coba untuk nilai d_1 , jika $d_1 = 0,396 \text{ m}$ maka:

$$\begin{aligned}A_1 &= d_1 \times L \\ &= 0,396 \times 24,95 = 9,885 \text{ m} \\ P_1 &= 2 d_1 + L \\ &= (2 \times 0,396) + 24,95 = 25,746 \text{ m} \\ R_1 &= \frac{A}{P} = \frac{9,885}{25,746} = 0,384 \\ v_1 &= \frac{Q}{A} = \frac{49,78}{9,885} = 5,036 \text{ m/s} \\ Hf &= \frac{n^2 v_1^2}{R^{4/3}} l \\ &= \frac{0,02^2 \times 5,036^2}{0,384^{4/3}} 0,228 \\ &= 0,0083 \text{ m}\end{aligned}$$

Persamaan Bernoulli menjadi

$$\begin{aligned}1,657 &= d_1 \cos 26 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf \\ 1,657 &= 0,396 \times \cos 26 + \frac{4,743^2}{2 \times 9,81} + 0,0083 \\ 1,657 &= 1,657\end{aligned}$$

- Tinggi muka air di titik 3

Data diketahui berdasarkan kondisi hulu

$$Q = 49,78 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\begin{aligned}
h_0 &= 0,396 \text{ m} \\
L &= 24,95 \text{ m} \\
n &= 0,02 \\
\theta &= 32^\circ \\
z_0 &= 0,1 \text{ m} \\
l &= 0,189 \text{ m} \\
v_0 &= 5,036 \text{ m/s}
\end{aligned}$$

Perhitungan tinggi muka air menggunakan persamaan Bernoulli:

$$\begin{aligned}
z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} &= z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + Hf \\
0,1 + 0,396 \times \cos 32 + \frac{5,036^2}{2 \times 9,81} &= 0 + d_1 \cos 32 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf \\
1,729 &= d_1 \cos 32 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf
\end{aligned}$$

Dilakukan coba-coba untuk nilai

d_1 , jika $d_1 = 0,381 \text{ m}$ maka:

$$\begin{aligned}
A_1 &= d_1 \times L \\
&= 0,381 \times 24,95 = 9,505 \text{ m} \\
P_1 &= 2 d_1 + L \\
&= (2 \times 0,381) + 24,95 \\
&= 25,715 \text{ m} \\
R_1 &= \frac{A}{P} = \frac{9,505}{25,715} = 0,370 \\
v_1 &= \frac{Q}{A} = \frac{49,78}{9,505} = 5,237 \text{ m/s} \\
Hf &= \frac{n^2 v_1^2}{R^{4/3}} l \\
&= \frac{0,02^2 \times 5,237^2}{0,370^{\frac{4}{3}}} \times 0,189 \\
&= 0,0078 \text{ m}
\end{aligned}$$

Persamaan Bernoulli menjadi

$$\begin{aligned}
1,729 &= d_1 \cos 32 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf \\
1,729 &= 0,381 \times \cos 32 + \frac{5,237^2}{2 \times 9,81} + 0,0078 \\
1,729 &= 1,729
\end{aligned}$$

- Tinggi muka air di titik 4

Data diketahui berdasarkan kondisi hulu

$$Q = 49,78 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$h_0 = 0,381 \text{ m}$$

$$L = 24,95 \text{ m}$$

$$n = 0,02$$

$$\theta = 36^\circ$$

$$z_0 = 0,1 \text{ m}$$

$$l = 0,170 \text{ m}$$

$$v_0 = 5,237 \text{ m/s}$$

Perhitungan tinggi muka air menggunakan persamaan Bernoulli:

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + Hf$$

$$0,1 + 0,381 \times \cos 36 + \frac{5,237^2}{2 \times 9,81} = 0 + d_1 \cos 36 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf$$

$$1,806 = d_1 \cos 36 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf$$

Dilakukan coba-coba untuk nilai d_1 , jika $d_1 = 0,368 \text{ m}$ maka:

$$A_1 = d_1 \times L$$

$$= 0,368 \times 24,95 = 9,172 \text{ m}$$

$$P_1 = 2 d_1 + L$$

$$= (2 \times 0,368) + 24,95 = 25,689 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{A}{P} = \frac{9,172}{25,689} = 0,357$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{49,78}{9,172} = 5,427 \text{ m/s}$$

$$Hf = \frac{n^2 v_1^2}{R^{4/3}} l$$

$$= \frac{0,02^2 \times 5,427^2}{0,357^{\frac{4}{3}}} 0,170$$

$$= 0,0079 \text{ m}$$

Persamaan Bernoulli menjadi

$$1,806 = d_1 \cos 36 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + H_f$$

$$1,806 = 0,368 \times \cos 36 + \frac{5,427^2}{2 \times 9,81} + 0,0079$$

$$1,806 = 1,806$$

Untuk perhitungan pada titik berikutnya dilakukan sama seperti perhitungan di atas sampai ke titik paling hilir dari mercu *spillway*. Pada hilir ambang pelimpah diperoleh tinggi muka air adalah sebesar 0,221 m.

IV.13.3. Perencanaan saluran transisi

Penampang pada saluran transisi direncanakan mengalami penyempitan. Data perencanaan untuk saluran transisi adalah sebagai berikut:

$$b_1 = 18,921 \text{ m}$$

$$b_2 = 10 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi Hulu} = 157,5 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi Hilir} = 153,5 \text{ m}$$

$$\theta_{\text{penyempitan}} = 8^\circ$$

Akibat terjadi penyempitan penampang saluran, maka aliran akan mengalami kehilangan energi minor. Koefisien K untuk kehilangan energi minor diperoleh dengan menggunakan Tabel 4.29

Tabel 4.29. Koefisien Kehilangan Tinggi Energi K untuk Penyempitan Lambat Laun

$\frac{D_1}{D_2}$	$\theta_{\text{penyempitan}}$									
	6	10	20	40	60	80	100	120	140	8
3	0.12	0.16	0.39	0.8	1	1.06	1.04	1.04	1.04	0.14
1.5	0.12	0.16	0.39	0.96	1.22	1.16	1.1	1.06	1.04	0.14

$$D_1/D_2 = \frac{18,921}{10} = 1,89$$

$$\theta_{\text{penyempitan}} = 8^\circ, \text{ maka diambil } K = 0,14$$

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh data-data sebagai berikut

$$Q = 49,78 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$b_2 = 10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
h_0 &= 0,221 \text{ m} \\
n &= 0,02 \\
K &= 0,14 \\
\theta &= 4^\circ \\
z_0 &= 4 \text{ m} \\
l &= 64,110 \text{ m} \\
v_0 &= 9,028 \text{ m/s}
\end{aligned}$$

Perhitungan tinggi muka air di bagian hilir saluran transisi menggunakan persamaan Bernoulli:

$$\begin{aligned}
z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} &= z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + Hf + Hm \\
4 + 0,221 \times \cos 4 + \frac{9,028^2}{2 \times 9,81} &= 0 + d_1 \cos 4 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf + Hm \\
8,374 &= d_1 \cos 4 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf
\end{aligned}$$

Dilakukan coba-coba untuk nilai d_1 , jika $d_1 = 0,596 \text{ m}$ maka:

$$\begin{aligned}
A_1 &= d_1 \times b_2 \\
&= 0,596 \times 10 = 5,962 \text{ m} \\
P_1 &= 2 d_1 + b_2 \\
&= (2 \times 0,596) + 10 \\
&= 11,192 \text{ m} \\
R_1 &= \frac{A}{P} = \frac{5,952}{11,192} \\
&= 0,533 \\
v_1 &= \frac{Q}{A} = \frac{49,78}{5,962} = 8,350 \text{ m/s} \\
H_f &= \frac{n^2 v_1^2}{R^{4/3}} l \\
&= \frac{0,02^2 \times 8,350^2}{0,533^{\frac{4}{3}}} 64,110 \\
&= 4,141 \text{ m} \\
H_m &= \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g} \\
&= \frac{0,14(9,028^2 - 8,350^2)}{2 \times 9,81} \\
&= 0,0839 \text{ m}
\end{aligned}$$

Persamaan Bernoulli menjadi

$$8,374 = d_1 \cos 4 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf + Hm$$

$$8,374 = 0,596 \times \cos 4 + \frac{8,350^2}{2 \times 9,81} + 4,141 + 0,0839$$

$$8,374 = 8,374$$

IV.13.4. Perencanaan saluran peluncur

Saluran peluncur direncanakan ke dalam dua bagian yaitu bagian kemiringan dan bagian terompet. Data perencanaan untuk saluran peluncur bagian kemiringan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q &= 49,78 \text{ m}^3/\text{detik} \\ b &= 10 \text{ m} \\ \text{Elevasi hulu} &= 153,5 \text{ m} \\ \text{Elevasi hilir} &= 141 \text{ m} \\ h_0 &= 0,596 \text{ m} \\ n &= 0,02 \\ \theta &= 12^\circ \\ z_0 &= 153,5 - 141 = 12,5 \text{ m} \\ l &= 61,29 \text{ m} \\ v_0 &= 8,350 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Perhitungan tinggi muka air menggunakan persamaan Bernoulli:

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + Hf$$

$$12,5 + 0,596 \times \cos 12 + \frac{8,350^2}{2 \times 9,81} = 0 + d_1 \cos 12 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf$$

$$16,637 = d_1 \cos 12 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf$$

Dilakukan coba-coba untuk nilai d_1 , jika $d_1 = 0,448 \text{ m}$ maka:

$$\begin{aligned} A_1 &= d_1 \times b_2 \\ &= 0,448 \times 10 = 4,480 \text{ m} \\ P_1 &= 2 d_1 + b_2 \\ &= (2 \times 0,448) + 10 = 10,896 \text{ m} \\ R_1 &= \frac{A}{P} = \frac{4,480}{10,896} = 0,411 \\ v_1 &= \frac{Q}{A} = \frac{49,78}{4,480} = 11,113 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$H_f = \frac{n^2 v_1^2}{R^{4/3}} l = \frac{0,02^2 \times 11,113^2}{0,411^{4/3}} 61,290 = 9,904 \text{ m}$$

Persamaan Bernoulli menjadi

$$16,637 = d_1 \cos 12 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + H_f$$

$$16,637 = 0,448 \times \cos 12 + \frac{11,113^2}{2 \times 9,81} + 9,904$$

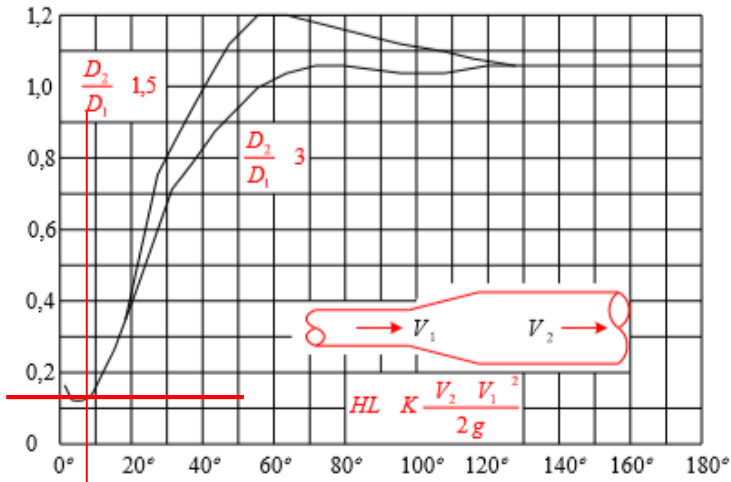
$$16,637 = 16,637$$

Selanjutnya dilakukan perencanaan saluran peluncur bagian terompet. Data perencanaan untuk saluran peluncur bagian terompet adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q &= 49,78 \text{ m}^3/\text{detik} \\ v_0 &= 11,113 \text{ m/s} \\ h_0 &= 0,448 \text{ m} \\ F &= \frac{v_1}{\sqrt{g \times D_1}} \\ &= \frac{11,113}{\sqrt{9,81 \times 0,448}} = 5,658 \\ 3F &= 3 \times 5,658 \\ &= 15,904 \approx 16 \text{ m} \\ \tan \theta &= \frac{1}{3F} = \frac{1}{16} \\ &= 0,0629 \\ \theta &= 3,598^\circ \approx 4^\circ \\ b_{\text{hulu}} &= 10 \text{ m} \\ b_{\text{hilir}} &= b_{\text{hulu}} + 2(\tan \theta \times 3F) \\ &= 10 + 2(\tan 4^\circ \times 16) \\ &= 12,238 \approx 12,3 \text{ m} \\ \text{Elevasi hulu} &= 141 \text{ m} \\ \text{Elevasi hilir} &= 139 \text{ m} \\ n &= 0,02 \\ \theta_{\text{pelebaran}} &= 8^\circ \\ z_0 &= 141 - 139 = 2 \text{ m} \\ l &= 16,12 \text{ m} \end{aligned}$$

Pada saluran transisi bagian terompet ini, saluran didesain mengalami pelebaran penampang.

Akibat terjadi pelebaran penampang saluran, maka aliran akan mengalami kehilangan energi minor. Koefisien K untuk kehilangan energi minor diperoleh dengan menggunakan grafik pada Gambar 4.13.



Gambar 4.13. Koefisien Kehilangan Energi untuk Pelebaran Lambar Laun

$$D_2/D_1 = \frac{12,1}{10} = 1,21 \approx 1,5$$

$$\theta_{\text{pelebaran}} = 8^\circ, \text{ maka diambil } K = 0,12$$

Perhitungan tinggi muka air menggunakan persamaan Bernoulli:

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + Hf + Hm$$

$$2 + 0,448 \times \cos 7 + \frac{11,113^2}{2 \times 9,81} = 0 + d_1 \cos 7 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf + Hm$$

$$8,739 = d_1 \cos 7 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + Hf + Hm$$

Dilakukan coba-coba untuk nilai d_1 , jika $d_1 = 0,374$ m maka:

$$A_1 = d_1 \times b_{\text{hilir}}$$

$$= 0,374 \times 12,3 = 4,595 \text{ m}$$

$$P_1 = 2 d_1 + b_{\text{hilir}}$$

$$= (2 \times 0,374) + 12,3 = 10,747 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{A}{P} = \frac{4,595}{10,747} = 0,428$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{49,78}{4,595} = 10,833 \text{ m/s}$$

$$H_f = \frac{n^2 v_1^2}{R^{4/3}} l = \frac{0,02^2 \times 10,833^2}{0,428^{4/3}} 16,12 = 2,349 \text{ m}$$

$$H_m = \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g} = \frac{0,12(11,113^2 - 10,833^2)}{2 \times 9,81} = 0,038$$

Persamaan Bernoulli menjadi

$$8,739 = d_1 \cos 7 + \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} + H_f + H_m$$

$$8,739 = 0,374 \times \cos 7 + \frac{10,833^2}{2 \times 9,81} + 2,349 + 0,038$$

$$8,739 = 8,739$$

IV.13.5. Bangunan peredam energi

Data perencanaan untuk bangunan peredam energi adalah sebagai berikut:

$$b = 12,3 \text{ m}$$

$$v_1 = 10,833 \text{ m/s}$$

$$D_1 = 0,374 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{49,782}{12,3} = 4,047 \text{ m}^2/\text{detik/m}$$

Antara saluran transisi dan bangunan peredam energi terdapat loncatan hidrolik sehingga perlu dicari tinggi loncatan hidraulik dengan menggunakan angka Froude

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g \times D_1}}$$

$$F = \frac{10,833}{\sqrt{9,81 \times 0,374}} = 5,658 \quad \text{Aliran Superkritik}$$

Menghitung Kedalaman Air pada Kolam

Olakan

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 5,658^2} - 1)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = 7,518$$

$$D_2 = 7,518 \times 0,374 = 2,809 \text{ m}$$

Selanjutnya akan direncanakan bangunan peredam energi Type III karena $v < 18 \text{ m/detik}$, $F > 4.5$ dan debit yang mengalir kecil $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{detik}$. Perencanaan bangunan peredam energi Type III menggunakan grafik hubungan antara angka Froude dengan $\frac{h_3}{D_1}$, $\frac{h_4}{D_1}$, dan $\frac{L}{D_2}$ yang dapat dilihat pada Gambar 4.14.

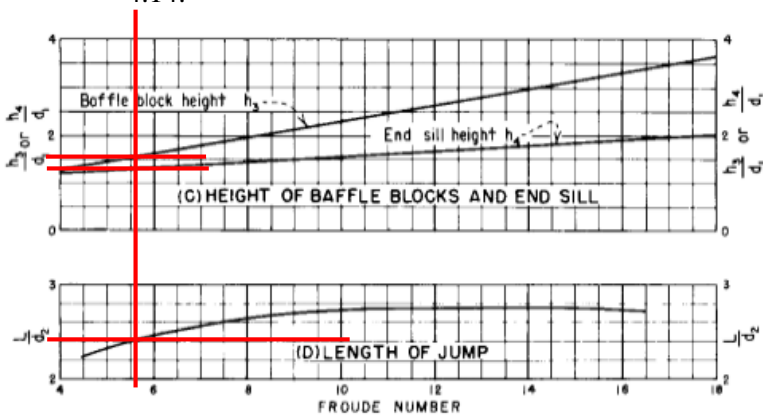


Figure 9-41.—Stilling basin characteristics for Froude numbers above 4.5 where incoming velocity, $V_1 \leq 60 \text{ ft/s}$. 288-D-2426.

Gambar 4.14. Grafik Hubungan antara Angka Froude

dengan $\frac{h_3}{D_1}$, $\frac{h_4}{D_1}$, dan $\frac{L}{D_2}$

(Sumber: United States Department of The Interior
Bureau of Reclamation, 1987)

Berdasarkan Gambar 4.14 untuk Angka Froude 5,673 dapat diperoleh dimensi *baffle block*, *end sill*, dan panjang kolam olak adalah sebagai berikut

$$h_3/D_1 = 1,6$$

$$h_3 = 1,6 \times 0,374 = 0,598 \text{ m}$$

$$h_4/D_1 = 1,3$$

$$h_4 = 1,3 \times 0,374 = 0,486 \text{ m}$$

$$L/D_2 = 2,41$$

$$L = 2,41 \times 2,809 = 6,769 \text{ m}$$

Sedangkan untuk dimensi yang lainnya direncanakan sesuai dengan tipe kolam olak yang digunakan yaitu Type III.

$$D_1 = 0,374 \text{ m}$$

$$D_2 = 2,809 \text{ m}$$

$$W_1 = D_1 = 0,374 \text{ m}$$

$$S_1 = D_1 = 0,374 \text{ m}$$

$$h_1 = D_1 = 0,374 \text{ m}$$

$$0.5 D_1 = 0,5 \times 0,374 = 0,187 \text{ m}$$

$$0.8 D_2 = 0,8 \times 2,809 = 2,247 \text{ m}$$

$$W_3 = 0,75 \times h$$

$$= 0,75 \times 0,598 = 0,448 \text{ m}$$

$$S_3 = 0,75 \times h_3$$

$$= 0,75 \times 0,598 = 0,448 \text{ m}$$

$$0.2 h_3 = 0,2 \times 0,598 = 0,120 \text{ m}$$

$$0.375 h_3 = 0,375 \times 0,598 = 0,224 \text{ m}$$

$$TW/D_1 = 7,4$$

$$TW_{\min} = 7,4 \times 0,374 = 2,765 \text{ m}$$

IV.13.6. Stabilitas pelimpah

A. Stabilitas pelimpah pada saat muka air normal

1. Gaya-gaya yang bekerja

a. Gaya hidrostatik tekanan air

$$Hw = \frac{1}{2} \times (P + h_0)^2 \times \gamma w$$

$$= \frac{1}{2} \times 2,5^2 \times 1 = 3,125 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{guling}} = Hw \times \text{jarak ke O}$$

$$= 3,125 \times 3,333$$

$$= 10,417 \text{ tm}$$

$$w_1 = 2,5 \times 2,75$$

$$= 6,875 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{tahan}} = w_1 \times \text{jarak ke O}$$

$$= 6,875 \times 4,767 = 32,77 \text{ tm}$$

b. Gaya *Uplift*

- Sampai pada bangunan pelimpah
 $L_v = 9,5 \text{ m}$
 $L_h = 6,94 \text{ m}$
 $C = 3 \text{ m}$ (material lempung lunak)
 $L_t = 11,55 \text{ m}$
 $\Delta H = 2,5 \text{ m}$
 $\Delta H \times C = 7,5 \text{ m} < L_t \quad \text{OK}$
- Sampai pada bangunan peredam energi
 $L_v = 32,5 \text{ m}$
 $L_h = 153,4 \text{ m}$
 $C = 3 \text{ m}$ (material lempung lunak)
 $L_t = 83,63 \text{ m}$
 $\Delta H = 21 \text{ m}$
 $\Delta H \times C = 63 \text{ m} < L_t \quad \text{OK}$

Selanjutnya perhitungan gaya *uplift* ditunjukkan pada Tabel 4.30 sampai Tabel 4.33.

Tabel 4.30 Perhitungan Gaya *Uplift* Titik

No Titik	ΔH (m)	Panjang Rembesan				SL	$L_x \cdot \Delta H$	H_x	U_x
		L_v	L_h	$1/3 \cdot L_h$	L_x		SL		
A	2.50	0	0	0.00	0.00	11.55	0.00	2.50	2.50
B	2.50	2	0	0.00	2.00	11.55	0.43	4.50	4.07
C	2.50	2	0.50	0.17	2.17	11.55	0.47	4.50	4.03
D	2.50	3.00	0.50	0.17	3.17	11.55	0.69	3.50	2.81
E	2.50	3.00	1.50	0.50	3.50	11.55	0.76	3.50	2.74
F	2.50	4.00	1.50	0.50	4.50	11.55	0.97	4.50	3.53
G	2.50	4.00	2.00	0.67	4.67	11.55	1.01	4.50	3.49
H	2.50	5.00	2.00	0.67	5.67	11.55	1.23	3.50	2.27
I	2.50	5.00	2.75	0.92	5.92	11.55	1.28	3.50	2.22


Lanjutan Tabel 4.30

J	2.50	6.50	2.75	0.92	7.42	11.55	1.61	5.00	3.39
K	2.50	6.50	3.50	1.17	7.67	11.55	1.66	5.00	3.34
L	2.50	8.00	4.00	1.33	9.33	11.55	2.02	3.50	1.48
M	2.50	8.00	4.50	1.50	9.50	11.55	2.06	3.50	1.44
N	2.50	8.60	4.50	1.50	10.10	11.55	2.19	4.10	1.91
O	2.50	8.60	5.00	1.67	10.27	11.55	2.22	4.10	1.88
P	2.50	9.50	5.00	1.67	11.17	11.55	2.42	5.00	2.58
Q	2.50	9.50	6.14	2.05	11.55	11.55	2.50	5.00	2.50
R	21.00	13.49	70.12	23.37	36.87	83.63	9.26	8.99	-0.27
S	21.00	24.99	130.12	43.37	68.36	83.63	17.17	20.49	3.32
T	21.00	27.01	146.12	48.71	75.71	83.63	19.01	22.51	3.49
U	21.00	28.00	146.12	48.71	76.71	83.63	19.26	23.50	4.24
V	21.00	28.00	146.62	48.87	76.87	83.63	19.30	23.50	4.19
W	21.00	29.00	146.62	48.87	77.87	83.63	19.55	22.50	2.94
X	21.00	29.00	152.89	50.96	79.96	83.63	20.08	22.50	2.42
Y	21.00	30.00	152.89	50.96	80.96	83.63	20.33	23.50	3.17
Z	21.00	30.00	153.39	51.13	81.13	83.63	20.37	23.50	3.13
AA	21.00	32.50	153.39	51.13	83.63	83.63	21.00	21.00	0.00


(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Kemudian dilakukan perhitungan gaya *uplift* bidang seperti ditunjukkan pada Tabel 4.31 sampai Tabel 4.36

Tabel 4.31. Gaya *Uplift* pada Bidang Vertikal


	Bidang	Titik		Lebar	U	x	Mx	Ket
Vertikal	BC	4.07	4.03	0.500	2.02	5.89	11.93	
	DE	2.81	2.74	1.000	2.78	5.14	14.29	
	FG	3.53	3.49	0.500	1.75	4.39	7.70	
	HI	2.27	2.22	0.750	1.68	3.77	6.35	
	JK	3.39	3.34	0.750	2.53	3.02	7.62	

Lanjutan Tabel 4.31

Vertikal	KL	3.34	1.48	0.500	1.20	2.48	2.98	
	LM	1.48	1.44	0.500	0.73	1.89	1.38	
	NO	1.91	1.88	0.500	0.95	1.39	1.32	
	PQ	2.58	2.50	1.142	2.90	0.57	1.66	
	Total				13.65		55.22	


(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Tabel 4.32. Gaya *Uplift* pada Bidang Horisonal ke Kanan

	Bidang	Titik		Lebar	U	x	Mx	Ket
Horisontal ke Kanan	AB	2.50	4.07	2.0	6.57	1.50	9.85	
	EF	2.74	3.53	1.0	3.13	1.00	3.13	
	IJ	2.22	3.39	1.5	4.21	0.75	3.16	
	MN	1.44	1.91	0.6	1.01	1.20	1.21	
	OP	1.88	2.58	0.9	2.01	0.45	0.90	
	Total				16.92		18.25	

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Tabel 4.33. Gaya *Uplift* pada Bidang Horisonal ke Kiri

	Bidang	Titik		Lebar	U	x	Mx	Ket
Horisontal ke Kiri	DC	2.81	4.03	1.0	3.42	1.00	3.42	
	HG	2.27	3.49	1.0	2.88	1.00	2.88	
	LK	1.48	3.34	1.5	3.61	1.00	3.61	
	Total				9.92		9.92	

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

c. Gaya akibat berat sendiri

Gaya akibat beban sendiri dihitung menggunakan rumus

$$G = \gamma_{\text{beton}} \times \text{Luas pias}$$

$$\gamma_{\text{beton}} \text{ bertulang} = 2,6 \text{ t/m}^3$$

Hasil dari perhitungan gaya tiap pias ditunjukkan pada Tabel 4.34.

Tabel 4.34. Gaya Akibat Berat Sendiri

No Pias	Gaya	Luas (m ²)	Jarak ke O (m)	G (ton)	Momen (t/m)
1	G1	1.00	5.89	2.60	15.32
2	G2	1.00	5.14	2.60	13.37
3	G3	1.00	4.39	2.60	11.42
4	G4	0.75	3.77	1.95	7.35
5	G5	1.88	3.02	4.88	14.71
6	G6	0.375	2.48	0.98	2.41
7	G7	0.30	1.39	0.78	1.09
8	G8	1.71	0.57	4.45	2.54
9	G9	3.50	2.89	9.09	26.30
10	G10	3.72	1.59	9.67	15.42
Total				39.60	109.93

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

d. Gaya akibat tekanan tanah samping

Gaya akibat tekanan tanah terdiri dari dua jenis yaitu tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Diketahui data tanah adalah sebagai berikut:

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,63 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 22^\circ$$

Kemudian dicari nilai K_a dan K_p masing-masing adalah:

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) \\ &= \tan^2(45 - 22/2) \\ &= \tan^2(34) = 0,455 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2(45 + \phi/2) \\ &= \tan^2(45 + 22/2) \\ &= \tan^2(56) = 2,198 \end{aligned}$$

Dengan demikian besar tekanan tanah samping adalah:

- Tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \times H^2 \times \gamma_{sat} \times K_a \\ &= \frac{1}{2} \times 2^2 \times 1,63 \times 0,455 \\ &= 1,483 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{guling} &= P_a \times \text{jarak ke O} \\ &= 1,483 \times 1,1667 \\ &= 1,73 \text{ tm} \end{aligned}$$

- Tekanan tanah pasif

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} \times H^2 \times \gamma_{sat} \times K_p \\ &= \frac{1}{2} \times 1,5^2 \times 1,63 \times 2,198 \\ &= 4,031 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tahan} &= P_p \times \text{jarak ke O} \\ &= 4,031 \times 0,5 \\ &= 2,015 \text{ tm} \end{aligned}$$

2. Kontrol guling

Kontrol stabilitas guling menggunakan

rumus

$$SF = \frac{\Sigma \text{Momen Penahan}}{\Sigma \text{Momen Guling}} > SF = 1,5$$

ΣM Penahan

$$\begin{aligned} &= 2,015 + 32,77 + 109,93 + 9,919 \\ &= 154,63 \text{ tm} \end{aligned}$$

ΣM Guling

$$\begin{aligned} &= 10,417 + 1,73 + 55,22 + 18,25 \\ &= 85,62 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\Sigma \text{Momen Penahan}}{\Sigma \text{Momen Guling}} \\ &= \frac{154,63}{85,62} = 1,806 > 1,5 \text{ OK} \end{aligned}$$

3. Kontrol geser

Kontrol stabilitas geser menggunakan

rumus

$$SF = \frac{(\Sigma V - \Sigma U)f}{\Sigma H} > SF = 1,5$$

f = 0,65 (pasangan batu)

Rekapitulasi gaya-gaya vertikal dan gayauplift ditunjukkan pada Tabel 4.35.

Tabel 4.35. Gaya-Gaya Vertikal, Horisontal, dan Gaya *Uplift*

V	P (ton)	H	P(ton)	Ux	P(ton)
G1	2.60	Pa	1.483	BC	2.02
G2	2.60	Pp	4.031	DE	2.78
G3	2.60	Hw	3.13	FG	1.75
G4	1.95	AB	6.57	HI	1.68
G5	4.88	EF	3.13	JK	2.53
G6	0.98	IJ	4.21	KL	1.20
G7	0.78	MN	1.01	LM	0.73
G8	4.45	OP	2.01	NO	0.95
G9	9.09	DC	3.42	PQ	2.90
G10	9.67	HG	2.88		
		LK	3.61		
Total	39.6	Total	4,459	Total	16,55

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

$$SF = \frac{(39,6 - 16,55) \times 0,65}{4,46}$$

$$= \frac{14,98}{4,46} = 3,36 > 1,5 \text{ OK}$$

4. Kontrol daya dukung tanah

Kontrol stabilitas daya dukung tanah menggunakan rumus

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right|$$

$$\text{jika } e < \frac{1}{6}B \text{ maka } \sigma_{12} = \frac{\sum V}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\text{jika } e < \frac{1}{3}B \text{ maka } \sigma_{\max} = \frac{2V}{L \times 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

Tegangan tanah yang terjadi $< \sigma_{\text{ijin}}$

$$e = \left| \frac{154,63 - 85,62}{39,6 - 16,55} - \frac{6,142}{2} \right|$$

$$= 0,0766 \text{ m}$$

$$\frac{1}{6}B = \frac{1}{6} \times 6,142 = 1,024 \text{ m}$$

$$\frac{1}{3}B = \frac{1}{3} \times 6,142 = 2,047 \text{ m}$$

$$e < \frac{1}{6}B \text{ maka,}$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{\Sigma V}{B \times L} \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\ &= \frac{23,05}{6,142 \times 1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0766}{6,142}\right) \\ &= 4,033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \frac{\Sigma V}{B \times L} \times \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \\ &= \frac{23,05}{6,142 \times 1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,0766}{6,142}\right) \\ &= 3,471\end{aligned}$$

Tegangan tanah yang diperbolehkan dihitung menggunakan rumus Meyerhof.

$$q = \left((1 - 2e_1)^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e_1)(cN_c + \gamma D N_q) \right)$$

Dengan $e_1 = e/B$

$$\sigma_{ijin} = \frac{q}{SF}, \text{ dimana } SF = 3$$

Data-data yang diketahui:

$$e = 0,0766 \text{ m}$$

$$B = 6,142 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{0,0766}{6,142} = 0,01248$$

$$\gamma = 1,63 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 22^\circ$$

Tabel 4.36. Harga-Harga N_c , N_γ , dan N_q

ϕ°	N_c	N_γ	N_q
0	5.14	0	1
5	6.5	0.1	1.6
10	8.4	0.5	2.5
15	11	1.4	4

Lanjutan Tabel 4.36

20	14.8	3.5	6.4
25	20.7	8.1	10.7
30	30	18.1	18.4
35	46	41.1	33.3
40	75.3	100	64.2
45	134	254	135

(Sumber: Wahyudi, 2012)

Dengan menggunakan Tabel 4.39 maka diperoleh variabel-variabel berikut:

$$N_\gamma = 5,34$$

$$N_c = 17,16$$

$$N_q = 8,12$$

$$c = 1 \text{ t/m}^3$$

$$D = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} q &= \left((1 - 2e_1)^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e_1)(cN_c + \gamma DN_q) \right) \\ &= \left(\left((1 - (2 \times 0,01248)) \right)^2 \times 1,63 \times \frac{6,142}{2} 5,34 \right) + \\ &\quad \left((1 - (2 \times 0,01248)) \times ((1 \times 17,16) + \right. \\ &\quad \left. (1,63 \times 2 \times 8,12)) \right) \\ &= 25,413 + 42,542 \\ &= 67,955 \text{ t/m}^2/\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{67,955}{3} = 22,652 \text{ t/m}^2/\text{m}$$

$$\sigma_1 = 4,033 \text{ t/m}^2/\text{m} < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_2 = 3,471 \text{ t/m}^2/\text{m} < \sigma_{ijin}$$

5. Kontrol retak

Kontrol stabilitas retak menggunakan rumus

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{Rv} < 1/6 B \\ &= \frac{6,142}{2} - \frac{69,008}{23,05} \\ &= 3,071 - 2,994 = 0,077 < 1,024 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Selanjutnya, perhitungan titik berat konstruksi pelimpah ditunjukkan pada Tabel 4.37.

Tabel 4.37. Perhitungan Titik Berat Konstruksi Bangunan Pelimpah

No Pias	Gaya	G	Jarak Horisontal	Momen Horisontal	Jarak Vertikal	Momen Vertikal
1	G1	2.60	5.89	15.32	1.50	3.90
2	G2	2.60	5.14	13.37	2.00	5.20
3	G3	2.60	4.39	11.42	1.50	3.90
4	G4	1.95	3.77	7.35	2.00	3.90
5	G5	4.88	3.02	14.71	0.75	3.66
6	G6	0.98	2.48	2.41	1.00	0.98
7	G7	0.78	1.39	1.09	1.20	0.94
8	G8	4.45	0.57	2.54	0.45	2.00
9	G9	9.09	2.89	26.30	3.25	29.56
10	G10	9.67	1.59	15.42	2.67	25.79
Total		39.60		109.93		79.81

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

$$\text{Jarak h} = \frac{\sum Mh}{G} = \frac{109,93}{39,6} = 2,776 \text{ m}$$

$$\text{Jarak v} = \frac{\sum Mv}{G} = \frac{79,81}{39,6} = 2,016 \text{ m}$$

6. Kontrol ketebalan kolam olak

Kontrol stabilitas kolam olak menggunakan rumus

$$dx \geq S \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

Dimana

$$S = 1,25$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 2,6 \text{ t/m}^3$$

Tabel 4.38. Perhitungan Stabilitas Ketebalan Kolam Olak

Titik	Px	Wx	$S \frac{Px - Wx}{\gamma}$	dx	Keterangan
T	3.49	2.809	0.3296	1.5	OK
U	4.24	2.809	0.6864	2.5	OK
V	4.19	2.809	0.6663	2.5	OK
W	2.94	2.809	0.0648	1.5	OK
X	2.42	2.809	-0.187	1.5	OK
Y	3.17	2.809	0.1726	2.5	OK
Z	3.13	2.809	0.1525	2.5	OK
Kesimpulan Kontrol Ketebalan Kolam Olak					OK

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

B. Stabilitas pelimpah pada saat muka air banjir

1. Gaya-gaya yang bekerja

a. Gaya hidrostatik tekanan air

$$\begin{aligned}
 H_w &= \frac{1}{2} \times (P + h_0)^2 \times \gamma w \\
 &= \frac{1}{2} \times (2,5 + 1.161)^2 \times 1 \\
 &= 6,702 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{guling}} &= H_w \times \text{jarak ke O} \\
 &= 6,702 \times 3,720 = 24,94 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 w_1 &= (2,5 + 1,16) \times 2,75 \\
 &= 11,064 \text{ t/m} \\
 M_{\text{tahan}} &= w_1 \times \text{jarak ke O} \\
 &= 11,064 \times 4,767 = 52,74 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 w_2 &= \frac{1}{2} \times (a + b) \times t \\
 &= \frac{1}{2} \times (4,679 + 4,092) \times 0,25 \\
 &= 1,096 \text{ t/m} \\
 M_{\text{tahan}} &= w_2 \times \text{jarak ke O}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,096 \times 0,989 = 1,084 \text{ tm} \\
 w_3 &= c \times d \\
 &= 1 \times 0,483 = 0,483 \text{ t/m} \\
 M_{\text{tahan}} &= w_3 \times \text{jarak ke O} \\
 &= 0,483 \times 2,62 = 1,266 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

b. Gaya *uplift*

- Sampai pada bangunan pelimpah
 $L_v = 9,5 \text{ m}$
 $L_h = 6,14 \text{ m}$
 $C = 3 \text{ m}$ (material lempung lunak)
 $L_t = 11,55 \text{ m}$
 $\Delta H = 3,66 \text{ m}$
 $\Delta H \times C = 10,98 \text{ m} < L_t \quad \text{OK}$
- Sampai pada bangunan peredam energi
 $L_v = 32,5 \text{ m}$
 $L_h = 153,4 \text{ m}$
 $C = 3 \text{ m}$ (material lempung lunak)
 $L_t = 83,63 \text{ m}$
 $\Delta H = 22,2 \text{ m}$
 $\Delta H \times C = 66,48 \text{ m} < L_t \quad \text{OK}$

Selanjutnya perhitungan gaya *uplift* ditunjukkan pada Tabel 4.39 .

Tabel 4.39. Perhitungan Gaya *Uplift* Titik

Titik	ΔH (m)	Panjang Rembesan				ΔL	$\frac{L_x \cdot \Delta H}{H}$	H_x	U_x
		L_v	L_h	$1/3 \cdot L_h$	L_x		ΔL		
A	3.66	0	0	0.00	0.00	11.55	0.00	3.66	3.66
B	3.66	2	0	0.00	2.00	11.55	0.63	5.66	5.03
C	3.66	2	0.50	0.17	2.17	11.55	0.69	5.66	4.97
D	3.66	3.00	0.50	0.17	3.17	11.55	1.00	4.66	3.66
E	3.66	3.00	1.50	0.50	3.50	11.55	1.11	4.66	3.55
F	3.66	4.00	1.50	0.50	4.50	11.55	1.43	5.66	4.23
G	3.66	4.00	2.00	0.67	4.67	11.55	1.48	5.66	4.18


Lanjutan Tabel 4.39

H	3.66	5.00	2.00	0.67	5.67	11.55	1.80	4.66	2.86
I	3.66	5.00	2.75	0.92	5.92	11.55	1.88	4.66	2.79
J	3.66	6.50	2.75	0.92	7.42	11.55	2.35	6.16	3.81
K	3.66	6.50	3.50	1.17	7.67	11.55	2.43	6.16	3.73
L	3.66	8.00	4.00	1.33	9.33	11.55	2.96	4.66	1.70
M	3.66	8.00	4.50	1.50	9.50	11.55	3.01	4.66	1.65
N	3.66	8.60	4.50	1.50	10.10	11.55	3.20	5.26	2.06
O	3.66	8.60	5.00	1.67	10.27	11.55	3.26	5.26	2.01
P	3.66	9.50	5.00	1.67	11.17	11.55	3.54	6.16	2.62
Q	3.66	9.50	6.14	2.05	11.55	11.55	3.66	6.16	2.50
R	22.16	13.49	70.12	23.37	36.87	83.63	9.77	10.15	0.38
S	22.16	24.99	130.12	43.37	68.36	83.63	18.11	21.65	3.53
T	22.16	27.01	146.12	48.71	75.71	83.63	20.06	23.67	3.60
U	22.16	28.00	146.12	48.71	76.71	83.63	20.33	24.66	4.33
V	22.16	28.00	146.62	48.87	76.87	83.63	20.37	24.66	4.29
W	22.16	29.00	146.62	48.87	77.87	83.63	20.64	23.66	3.02
X	22.16	29.00	152.89	50.96	79.96	83.63	21.19	23.66	2.47
Y	22.16	30.00	152.89	50.96	80.96	83.63	21.45	24.66	3.20
Z	22.16	30.00	153.39	51.13	81.13	83.63	21.50	24.66	3.16
AA	22.16	32.50	153.39	51.13	83.63	83.63	22.16	22.16	0.00


(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Kemudian dilakukan perhitungan gaya *uplift* bidang seperti ditunjukkan pada Tabel 4.40 sampai Tabel 4.42

Tabel 4.40. Gaya *Uplift* pada Bidang Vertikal


	Bidang	Titik		Lebar	U (ton)	X (m)	Mx (tm)	Keterangan
Vertikal	BC	5.03	4.97	0.500	2.50	5.89	14.73	
	DE	3.66	3.55	1.000	3.60	5.14	18.53	
	FG	4.23	4.18	0.500	2.10	4.39	9.24	

Lanjutan Tabel 4.40

Vertikal	HI	2.86	2.79	0.750	2.12	3.77	7.98	
	JK	3.81	3.73	0.750	2.83	3.02	8.53	
	KL	3.73	1.70	0.500	1.36	2.48	3.36	
	LM	1.70	1.65	0.500	0.84	1.89	1.59	
	NO	2.06	2.01	0.500	1.02	1.39	1.41	
	PQ	2.62	2.50	1.142	2.92	0.57	1.67	
	Total				16.37		67.05	


(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Tabel 4.41. Gaya *Uplift* pada Bidang Horisonal ke Kanan

	Bidang	Titik		Lebar	U (ton)	X (m)	Mx (tm)	Keterangan
Horisontal ke Kanan	AB	3.66	5.03	2.0	8.69	1.50	13.03	
	EF	3.55	4.23	1.0	3.89	1.00	3.89	
	IJ	2.79	3.81	1.5	4.95	0.75	3.71	
	MN	1.65	2.06	0.6	1.11	1.20	1.33	
	OP	2.01	2.62	0.9	2.08	0.45	0.94	
	Total				20.72		22.91	

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Tabel 4.42. Gaya *Uplift* pada Bidang Horisonal ke Kiri

	Bidang	Titik		Lebar	U (ton)	X (m)	Mx (tm)	Keterangan
Horisontal ke Kiri	DC	3.66	4.97	1.0	4.32	1.00	4.32	
	HG	2.86	4.18	1.0	3.52	1.00	3.52	
	LK	1.70	3.73	1.5	4.07	1.00	4.07	
	Total				11.91		11.91	

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

c. Gaya akibat berat sendiri

Gaya akibat beban sendiri dihitung menggunakan rumus

$$G = \gamma_{\text{beton}} \times \text{Luas pias}$$

$\gamma_{\text{beton bertulang}} = 2,6 \text{ t/m}^3$

Hasil dari perhitungan gaya tiap pias ditunjukkan pada Tabel 4.43.

Tabel 4.43. Gaya Akibat Berat Sendiri

No Pias	Gaya	Luas (m ²)	Jarak ke O (m)	G (ton)	Momen (t/m)
1	G1	1.00	5.89	2.60	15.32
2	G2	1.00	5.14	2.60	13.37
3	G3	1.00	4.39	2.60	11.42
4	G4	0.75	3.77	1.95	7.35
5	G5	1.88	3.02	4.88	14.71
6	G6	0.375	2.48	0.98	2.41
7	G7	0.30	1.39	0.78	1.09
8	G8	1.71	0.57	4.45	2.54
9	G9	3.50	2.89	9.09	26.30
10	G10	3.72	1.59	9.67	15.42
Total				38,26	107,16

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

d. Gaya akibat tekanan tanah samping

Gaya akibat tekanan tanah terdiri dari dua jenis yaitu tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Diketahui data tanah adalah sebagai berikut:

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,63 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 22^\circ$$

Kemudian dicari nilai K_a dan K_p masing-masing adalah:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$= \tan^2(45 - 22/2)$$

$$= \tan^2(34) = 0,455$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$= \tan^2(45 + 22/2)$$

$$= \tan^2(56) = 2,198$$

Dengan demikian besar tekanan tanah samping adalah:

- Tekanan tanah aktif

$$P_a = \frac{1}{2} \times H^2 \times \gamma_{sat} \times K_a$$

$$= \frac{1}{2} \times 2^2 \times 1,63 \times 0,455$$

$$= 1,483 \text{ t/m}$$

$$M_{guling} = P_a \times \text{jarak ke O}$$

$$= 1,483 \times 1,167$$

$$= 1,73 \text{ tm}$$

- Tekanan tanah pasif

$$P_p = \frac{1}{2} \times H^2 \times \gamma_{sat} \times K_p$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,5^2 \times 1,63 \times 2,198$$

$$= 4,031 \text{ t/m}$$

$$M_{tahan} = P_p \times \text{jarak ke O}$$

$$= 4,031 \times 0,5$$

$$= 2,0153 \text{ tm}$$

2. Kontrol guling

Kontrol stabilitas guling menggunakan rumus

$$SF = \frac{\Sigma \text{Momen Penahan}}{\Sigma \text{Momen Guling}} > SF = 1,5$$

ΣM Penahan

$$= 2,015 + 52,74 + 1,084 + 1,265 + 109,93$$

$$+ 11,913$$

$$= 178,9 \text{ tm}$$

ΣM Guling

$$= 22,936 + 1,730 + 67,05 + 22,91$$

$$= 116,622 \text{ tm}$$

$$SF = \frac{\Sigma \text{Momen Penahan}}{\Sigma \text{Momen Guling}}$$

$$= \frac{178,947}{116,622} = 1,534 > 1,5 \text{ OK}$$

3. Kontrol geser

Kontrol stabilitas geser menggunakan rumus

$$SF = \frac{(\sum V - \sum U)f}{\sum H} > SF = 1,5$$

$$f = 0,65 \text{ (pasangan batu)}$$

Rekapitulasi gaya-gaya vertikal dan gaya *uplift* ditunjukkan pada Tabel 4.44.

Tabel 4.44. Gaya-Gaya Vertikal, Horisontal, dan Gaya *Uplift*

V	P (ton)	H	P(ton)	Ux	P(ton)
G1	2.60	Pa	1.483	BC	2.50
G2	2.60	Pp	4.031	DE	3.60
G3	2.60	Hw	6.70	FG	2.10
G4	1.95	AB	8.69	HI	2.12
G5	4.88	EF	3.89	JK	2.83
G6	0.98	IJ	4.95	KL	1.36
G7	0.78	MN	1.11	LM	0.84
G8	4.45	OP	2.08	NO	1.02
G9	9.09	DC	4.32	PQ	2.92
G10	9.67	HG	3.52		
		LK	4.07		
Total	39,6	Total	6,262	Total	19,29

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

$$SF = \frac{(39,6 - 19,29) \times 0,65}{6,262}$$

$$= \frac{13,199}{6,262} = 2,108 > 1,5 \text{ OK}$$

4. Kontrol daya dukung tanah

Kontrol stabilitas daya dukung tanah menggunakan rumus

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right|$$

$$\text{jika } e < \frac{1}{6}B \text{ maka } \sigma_{12} = \frac{\sum V}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$\text{jika } e < \frac{1}{3}B \text{ maka } \sigma_{\max} = \frac{2V}{L \times 3 \left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

Tegangan tanah yang terjadi $< \sigma_{ijin}$

$$e = \left| \frac{178,947 - 116,622}{39,6 - 19,29} - \frac{6,142}{2} \right|$$

$$= 0,0019 \text{ m}$$

$$\frac{1}{6}B = \frac{1}{6} \times 6,142 = 1,024 \text{ m}$$

$$\frac{1}{3}B = \frac{1}{3} \times 6,142 = 2,047 \text{ m}$$

$$e < \frac{1}{6}B \text{ maka,}$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\sum V}{B \times L} \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\ &= \frac{20,31}{6,142 \times 1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0019}{6,142}\right) \\ &= 3,312 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{\sum V}{B \times L} \times \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \\ &= \frac{20,31}{6,142 \times 1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,0019}{6,142}\right) \\ &= 3,300 \end{aligned}$$

Tegangan tanah yang diperbolehkan dihitung menggunakan rumus Meyerhof.

$$q = \left((1 - 2e_1)^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e_1)(cN_c + \gamma D N_q) \right)$$

Dengan $e_1 = e/B$

$$\sigma_{ijin} = \frac{q}{SF}, \text{ dimana } SF = 3$$

Data-data yang diketahui:

$$e = 0,0019 \text{ m}$$

$$B = 6,142 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{0,0019}{6,142} = 0,00031$$

$$\gamma = 1,63 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 22^\circ$$

Tabel 4.45. Harga-Harga N_c , N_γ , dan N_q

ϕ°	N_c	N_γ	N_q
0	5.14	0	1
5	6.5	0.1	1.6
10	8.4	0.5	2.5
15	11	1.4	4
20	14.8	3.5	6.4
25	20.7	8.1	10.7
30	30	18.1	18.4
35	46	41.1	33.3
40	75.3	100	64.2

(Sumber: Wahyudi, 2012)

Dengan menggunakan Tabel 4.48 maka diperoleh variabel-variabel berikut:

$$N_\gamma = 5,34$$

$$N_c = 17,16$$

$$N_q = 8,12$$

$$c = 1 \text{ t/m}^3$$

$$D = 1,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \left((1 - 2e_1)^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e_1)(cN_c + \gamma DN_q) \right) \\
 &= \left(\left((1 - (2 \times 0,00031))^2 \times 1 \times \frac{6,142}{2} 5,34 \right) + \right. \\
 &\quad \left((1 - (2 \times 0,00031)) \times ((0,1 \times 17,16) + \right. \\
 &\quad \left. (1,63 \times 2 \times 8,12)) \right) \Big)
 \end{aligned}$$

$$= 26,698 + 43,604$$

$$= 70,302 \text{ t/m}^2/\text{m}^2$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{70,302}{3} = 23,434 \text{ t/m}^2/\text{m}$$

$$\sigma_1 = 3,312 \text{ t/m}^2/\text{m} < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_2 = 3,200 \text{ t/m}^2/\text{m} < \sigma_{ijin}$$

5. Kontrol retak

Kontrol stabilitas retak menggunakan rumus

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{Rv} < 1/6 B \\
 &= \frac{6,142}{2} - \frac{62,325}{20,31} \\
 &= 3,071 - 3,069 \\
 &= 0,002 < 1,02 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, perhitungan titik berat konstruksi pelimpah ditunjukkan pada Tabel 4.46

Tabel 4.46. Perhitungan Titik Berat Konstruksi Bangunan Pelimpah

No Pias	Gaya	G	Jarak Horisontal	Momen Horisontal	Jarak Vertikal	Momen Vertikal
1	G1	2.60	5.89	15.32	1.50	3.90
2	G2	2.60	5.14	13.37	2.00	5.20
3	G3	2.60	4.39	11.42	1.50	3.90
4	G4	1.95	3.77	7.35	2.00	3.90
5	G5	4.88	3.02	14.71	0.75	3.66
6	G6	0.98	2.48	2.41	1.00	0.98
7	G7	0.78	1.39	1.09	1.20	0.94
8	G8	4.45	0.57	2.54	0.45	2.00
9	G9	9.09	2.89	26.30	3.25	29.56
10	G10	9.67	1.59	15.42	2.67	25.79
Total		39,6		109,63		79,81

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

$$\text{Jarak h} = \frac{\sum Mh}{G} = \frac{109,63}{39,6} = 2,776 \text{ m}$$

$$\text{Jarak v} = \frac{\sum Mv}{G} = \frac{79,81}{39,6} = 2,016 \text{ m}$$

6. Kontrol ketebalan kolam olak

Kontrol stabilitas kolm olak menggunakan rumus

$$dx \geq S \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

Dimana

$$S = 1,25$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 2,6 \text{ t/m}^3$$

Tabel 4.47. Perhitungan Stabilitas Ketebalan Kolam Olak

Titik	Px	Wx	$S \frac{Px - Wx}{\gamma}$	dx	Keterangan
T	3.60	2.809	0.3825	1.5	OK
U	4.33	2.809	0.7327	2.5	OK
V	4.29	2.809	0.7114	2.5	OK
W	3.02	2.809	0.1033	1.5	OK
X	2.47	2.809	-0.163	1.5	OK
Y	3.20	2.809	0.1904	2.5	OK
Z	3.16	2.809	0.1692	2.5	OK
Kesimpulan Kontrol Ketebalan Kolam Olak					OK

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V KESIMPULAN

V.1. Kesimpulan

Berdasarkan perhitungan teknis yang telah dilakukan maka dapat disimpulkan beberapa hal berikut:

1. Debit banjir rencana yang melewati Sungai Gondang pada periode ulang 1000 tahun adalah sebesar $Q_{1000} = 180,60 \text{ m}^3/\text{detik}$
2. Dimensi pelimpah lengkung direncanakan sebagai berikut:
 - Tipe pelimpah $= \textit{Nappe-Shaped}$
 - Elevasi puncak pelimpah $= +161 \text{ m}$
 - Panjang lengkung pelimpah $= 25 \text{ m}$
 - Jari-jari kelengkungan $= 9,95 \text{ m}$
 - θ kelegkungan $= 144^\circ$
3. Dimensi saluran pengarah
 - Kedalaman saluran $= 2,5 \text{ m}$
 - Panjang saluran $= 6,142 \text{ m}$
 - Lebar saluran $= 25 \text{ m}$
 - Elevasi dasar saluran $= +158,5 \text{ m}$
4. Dimensi saluran transisi
 - Panjang saluran $= 64,11 \text{ m}$
 - b_1 $= 18,92 \text{ m}$
 - b_2 $= 10 \text{ m}$
 - Elevasi hulu saluran $= +157,5 \text{ m}$
 - Elevasi hilir saluran $= +153,5 \text{ m}$
 - $\theta_{\text{penyempitan}}$ $= 8^\circ$
 - Tinggi muka air banjir $= 0,596 \text{ m}$
5. Dimensi saluran peluncur
 - a. Saluran peluncur bagian kemiringan
 - Panjang saluran $= 61,29 \text{ m}$
 - Lebar saluran $= 10 \text{ m}$
 - Elevasi hulu saluran $= +153,5 \text{ m}$
 - Elevasi hilir saluran $= +141 \text{ m}$
 - Tinggi muka air banjir $= 0,448 \text{ m}$

- b. Saluran peluncur bagian terompet
 - Panjang saluran = 16,12 m
 - Lebar saluran hulu = 10 m
 - Lebar saluran hilir = 12,3 m
 - Elevasi hulu saluran = +141 m
 - Elevasi hilir saluran = +139 m
 - Tinggi muka air banjir = 0,374 m
6. Dimensi bangunan peredam energi
 - Type = USBR Type III
 - Panjang saluran = 6,769 m
 - Lebar saluran = 12,3 m
 - Elevasi hulu saluran = +139 m
 - Tinggi muka air banjir hulu = 0,374 m
 - Tinggi muka air banjir hilir = 2,809 m
7. Stabilitas bangunan *spillway* adalah sebagai berikut:
 - a. Stabilitas pelimpah saat muka air normal
 - Stabilitas Guling = SF = 1,806
 - Stabilitas Geser = SF = 3,36
 - Stabilitas Daya Dukung Tanah

$$\sigma_1 = 4,03 \text{ t/m}^2/\text{m} < \sigma_{ijin} = 22,652 \text{ t/m}^2/\text{m}$$

$$\sigma_2 = 3,47 \text{ t/m}^2/\text{m} < \sigma_{ijin} = 22,652 \text{ t/m}^2/\text{m}$$
 - Stabilitas Retak

$$e = 0,077 < \frac{1}{6}B = 1,024$$
 - Stabilitas Kolam Olak

$$\text{Titik T, } dx = 1,5 \text{ m} > S \frac{Px - Wx}{\gamma} = 0,329$$

$$\text{Titik W, } dx = 1,5 \text{ m} > S \frac{Px - Wx}{\gamma} = -0,0648$$

$$\text{Titik Z, } dx = 2,5 \text{ m} > S \frac{Px - Wx}{\gamma} = -0,1525$$
 - a. Stabilitas pelimpah saat banjir
 - Stabilitas Guling = SF = 1,534
 - Stabilitas Geser = SF = 2,108
 - Stabilitas Daya Dukung Tanah

$$\sigma_1 = 3,31 \text{ t/m}^2/\text{m} < \sigma_{ijin} = 23,434 \text{ t/m}^2/\text{m}$$

$$\sigma_2 = 3,30 \text{ t/m}^2/\text{m} < \sigma_{ijin} = 23,434 \text{ t/m}^2/\text{m}$$

- Stabilitas Retak

$$e = 0,0019 < \frac{1}{6}B = 1,024$$

- Stabilitas Kolam Olak

$$\text{Titik T, } dx = 1,5 \text{ m} > S \frac{Px-Wx}{\gamma} = 0,383$$

$$\text{Titik W, } dx = 1,5 \text{ m} > S \frac{Px-Wx}{\gamma} = -0,203$$

$$\text{Titik Z, } dx = 2,5 \text{ m} > S \frac{Px-Wx}{\gamma} = -0,169$$

V.2. Saran

Dalam perencanaan pelimpah tipe *frontal* lengkung ini membutuhkan pekerjaan galian yang cukup banyak pada bagian lereng dekat *spillway*, hal ini bisa disebabkan karena bentang *spillway* yang cukup panjang, oleh karena itu dapat dilakukan optimasi dalam menentukan bentang *spillway* yang ideal dengan kondisi topografi dan juga sesuai dengan kondisi hidraulik pelimpah.

-

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Kebijakan Pembangunan Infrastruktur Bidang Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Provinsi Jawa Timur. **Musyawarah Perencanaan Pembangunan Provinsi Jawa Timur Tahun 2015**. Surabaya, 2015.
- Prastumi, Pudyono dan Fatimatuzahro. 2008. “Pengaruh Variasi Panjang Jari-Jari (R) terhadap Koefisien Debit (Cd) dengan Uji Model Fisik pada Pelimpah Tipe Busur”. **Jurnal Rekayasa Sipil** 2, 1:23-28.
- PT. Indra Karya. 2010. **Laporan Hidrologi Pekerjaan Detail Desain Bangunan Gedung Kabupaten Trenggalek**. Kementerian Pekerjaan Umum: Surabaya
- PT. Rancang Semesta Nusantara. 2005. **Feasibility (F/S) Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk**. Surabaya
- Soedibyo. 1993. **Teknik Bendungan**. Jakarta: Pradnya Paramita.
- Soewarno. 1995. **Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 1**. Bandung: Nova.
- Soesanto, R.S. 2011. **Modul Kuliah Sistem Bangunan dan Irigasi**. Surabaya
- Soesanto, R.S. dan Hidayat A. 2011. **Waduk & PLTA**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
- Sosrodarsono, S. 2002. **Bendungan Type Urugan**. Jakarta: Prdanya Paramita.
- Triatmodjo, Bambang. 2008. **Hidrologi Terapan**. Yogyakarta: Beta Offset.
- United States Department of The Interior. 2012. **Design of Small Dams**. New Delhi: Oxford & IBH Publishing Co.
- Wahyudi, Herman. 2012. **Daya Dukung Pondasi Dangkal**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS.
- Wisler, C.O. dan Brater E.F. 1954. **Hydrology**. United States of America: John Wiley & Sons Inc.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

Lampiran 1. Tabel Perhitungan Kolmogorov Smirnov Distribusi Gumbel

No	Tahun	Hujan Tertinggi (mm)	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(t) = (x-x_{rat})/s$	Y_t	t	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
(1)	(2)	(3)	(4)	(6) = (4) / {(5)+1}	(7) = 1 - (6)	(8)	(9)	(10)	(11) = 1/(10)	(12) = 1-(11)	(13) = (7) - (12)
1	1992	159	1	0.03	0.97	3.01	3.907	50.267	0.020	0.980	0.010
2	2015	150	2	0.06	0.94	2.59	3.442	31.737	0.032	0.968	0.029
3	2002	130	3	0.09	0.91	1.67	2.406	11.602	0.086	0.914	0.005
4	2016	130	4	0.12	0.88	1.67	2.406	11.602	0.086	0.914	0.035
5	2011	105.98	5	0.15	0.85	0.56	1.163	3.727	0.268	0.732	0.117
6	2013	105	6	0.18	0.82	0.51	1.113	3.570	0.280	0.720	0.098
7	2008	99	7	0.21	0.79	0.24	0.802	2.767	0.361	0.639	0.149
8	1985	98	8	0.24	0.76	0.19	0.750	2.657	0.376	0.624	0.134
9	1994	97	9	0.27	0.73	0.14	0.699	2.552	0.392	0.608	0.119
10	1988	96	10	0.30	0.70	0.10	0.647	2.453	0.408	0.592	0.105
11	1995	96	11	0.33	0.67	0.10	0.647	2.453	0.408	0.592	0.074
12	1987	92	12	0.36	0.64	-0.09	0.440	2.106	0.475	0.525	0.111
13	1993	92	13	0.39	0.61	-0.09	0.440	2.106	0.475	0.525	0.081
14	2005	92	14	0.42	0.58	-0.09	0.440	2.106	0.475	0.525	0.051
15	1997	90	15	0.45	0.55	-0.18	0.336	1.959	0.511	0.489	0.056
16	2006	90	16	0.48	0.52	-0.18	0.336	1.959	0.511	0.489	0.026
17	2004	88	17	0.52	0.48	-0.27	0.233	1.827	0.547	0.453	0.032
18	1991	87	18	0.55	0.45	-0.32	0.181	1.767	0.566	0.434	0.020
19	2009	87	19	0.58	0.42	-0.32	0.181	1.767	0.566	0.434	0.010
20	2014	87	20	0.61	0.39	-0.32	0.181	1.767	0.566	0.434	0.040
21	2000	86	21	0.64	0.36	-0.37	0.129	1.710	0.585	0.415	0.052
22	2001	86	22	0.67	0.33	-0.37	0.129	1.710	0.585	0.415	0.082
23	1999	85	23	0.70	0.30	-0.41	0.077	1.657	0.604	0.396	0.093
24	1998	82	24	0.73	0.27	-0.55	-0.078	1.514	0.661	0.339	0.067
25	2007	81	25	0.76	0.24	-0.60	-0.130	1.471	0.680	0.320	0.078
26	1986	80	26	0.79	0.21	-0.64	-0.181	1.432	0.698	0.302	0.089
27	2003	80	27	0.82	0.18	-0.64	-0.181	1.432	0.698	0.302	0.120
28	2012	79	28	0.85	0.15	-0.69	-0.233	1.395	0.717	0.283	0.131
29	2010	78.75	29	0.88	0.12	-0.70	-0.246	1.386	0.722	0.278	0.157
30	1989	71	30	0.91	0.09	-1.06	-0.647	1.174	0.852	0.148	0.057
31	1996	70	31	0.94	0.06	-1.10	-0.699	1.154	0.866	0.134	0.073
32	1990	55	32	0.97	0.03	-1.80	-1.475	1.013	0.987	0.013	0.018

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Lampiran 2. Tabel Perhitungan Kolmogorov Smirnov Distribusi Log Pearson Type III

No	Tahun	X	Log X	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(t) = (x-x_{rat})/s$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	$(7) = (5)/\{(6)+1\}$	$(8) = 1 - (7)$	(9)	(10)	$(11) = 1 - (10)$	$(12) = (8)-(11)$
1	1992	159	2.20	1	0.03	0.97	2.60	0.015	0.985	0.015
2	2015	150	2.18	2	0.06	0.94	2.33	0.023	0.977	0.037
3	2002	130	2.11	3	0.09	0.91	1.65	0.070	0.930	0.021
4	2016	130	2.11	4	0.12	0.88	1.65	0.070	0.930	0.051
5	2011	105.98	2.03	5	0.15	0.85	0.68	0.237	0.763	0.085
6	2013	105	2.02	6	0.18	0.82	0.64	0.251	0.749	0.070
7	2008	99	2.00	7	0.21	0.79	0.36	0.344	0.656	0.132
8	1985	98	1.99	8	0.24	0.76	0.31	0.360	0.640	0.117
9	1994	97	1.99	9	0.27	0.73	0.26	0.376	0.624	0.103
10	1988	96	1.98	10	0.30	0.70	0.21	0.392	0.608	0.089
11	1995	96	1.98	11	0.33	0.67	0.21	0.392	0.608	0.059
12	1987	92	1.96	12	0.36	0.64	0.01	0.459	0.541	0.095
13	1993	92	1.96	13	0.39	0.61	0.01	0.459	0.541	0.065
14	2005	92	1.96	14	0.42	0.58	0.01	0.459	0.541	0.035
15	1997	90	1.95	15	0.45	0.55	-0.09	0.494	0.506	0.039
16	2006	90	1.95	16	0.48	0.52	-0.09	0.494	0.506	0.009
17	2004	88	1.94	17	0.52	0.48	-0.20	0.525	0.475	0.010
18	1991	87	1.94	18	0.55	0.45	-0.25	0.541	0.459	0.005
19	2009	87	1.94	19	0.58	0.42	-0.25	0.541	0.459	0.035
20	2014	87	1.94	20	0.61	0.39	-0.25	0.541	0.459	0.065
21	2000	86	1.93	21	0.64	0.36	-0.31	0.556	0.444	0.080
22	2001	86	1.93	22	0.67	0.33	-0.31	0.556	0.444	0.110
23	1999	85	1.93	23	0.70	0.30	-0.36	0.572	0.428	0.125
24	1998	82	1.91	24	0.73	0.27	-0.53	0.621	0.379	0.106
25	2007	81	1.91	25	0.76	0.24	-0.59	0.638	0.362	0.120
26	1986	80	1.90	26	0.79	0.21	-0.65	0.655	0.345	0.133
27	2003	80	1.90	27	0.82	0.18	-0.65	0.655	0.345	0.163
28	2012	79	1.90	28	0.85	0.15	-0.71	0.672	0.328	0.177
29	2010	78.7522	1.90	29	0.88	0.12	-0.73	0.676	0.324	0.203
30	1989	71	1.85	30	0.91	0.09	-1.22	0.817	0.183	0.092
31	1996	70	1.85	31	0.94	0.06	-1.28	0.837	0.163	0.103
32	1990	55	1.74	32	0.97	0.03	-2.43	1.000	0.000	0.030

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Lampiran 3. Tabel Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-Jaman Periode Ulang 1000 Tahun

t (jam)	Q (m³/detik)	Q akibat hujan netto (m³/detik)					Q _{banjir} (m³/detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
0	0.000	0.000					0.000
0.1	0.002	0.150					0.150
0.2	0.010	0.790					0.790
0.3	0.027	2.090					2.090
0.4	0.054	4.169					4.169
0.5	0.092	7.122					7.122
0.6	0.142	11.032					11.032
0.7	0.206	15.971					15.971
0.8	0.284	22.004					22.004
0.9	0.377	29.192					29.192
1	0.485	37.591	0.000				37.591
1.1	0.610	47.253	0.039				47.292
1.2	0.752	58.227	0.205				58.432
1.3	0.911	70.559	0.543				71.102
1.4	1.088	84.293	1.084				85.377
1.5	1.284	99.473	1.851				101.324
1.6	1.499	116.138	2.867				119.005
1.7	1.734	134.327	4.151				138.478
1.8	1.989	154.078	5.719				159.797
1.9	2.233	173.012	7.588				180.600
2.0	2.153	166.752	9.771	0.000			176.523
2.1	2.066	160.073	12.282	0.027			172.382
2.2	1.992	154.281	15.134	0.144			169.560
2.3	1.920	148.700	18.340	0.381			167.420
2.4	1.850	143.320	21.910	0.760			165.989
2.5	1.783	138.134	25.855	1.299			165.288
2.6	1.719	133.137	30.187	2.011			165.335
2.7	1.657	128.320	34.914	2.912			166.146
2.8	1.597	123.677	40.048	4.012			167.737
2.9	1.539	119.203	44.969	5.323			169.495
3	1.483	114.890	43.342	6.854	0.000		165.086

t (jam)	Q (m ³ /detik)	Q akibat hujan netto (m ³ /detik)					Q _{banjir} (m ³ /detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
3.1	1.429	110.733	41.606	8.616	0.022		160.977
3.2	1.378	106.727	40.101	10.616	0.115		157.559
3.3	1.328	102.866	38.650	12.865	0.303		154.684
3.4	1.280	99.144	37.252	15.369	0.605		152.370
3.5	1.234	95.557	35.904	18.137	1.034		150.631
3.6	1.189	92.100	34.605	21.175	1.601		149.481
3.7	1.146	88.767	33.353	24.492	2.318		148.930
3.8	1.104	85.556	32.146	28.093	3.194		148.989
3.9	1.065	82.460	30.983	31.545	4.237		149.226
4	1.026	79.477	29.862	30.404	5.456	0.000	145.200
4.1	0.989	76.602	28.782	29.186	6.859	0.018	141.447
4.2	0.953	73.830	27.741	28.130	8.452	0.097	138.249
4.3	0.919	71.159	26.737	27.112	10.242	0.256	135.506
4.4	0.885	68.585	25.770	26.131	12.235	0.511	133.232
4.5	0.853	66.103	24.837	25.186	14.439	0.873	131.438
4.6	0.822	63.712	23.939	24.275	16.858	1.352	130.135
4.7	0.793	61.406	23.073	23.396	19.498	1.958	129.331
4.8	0.764	59.185	22.238	22.550	22.365	2.697	129.034
4.9	0.736	57.043	21.433	21.734	25.113	3.578	128.902
5	0.710	54.980	20.658	20.948	24.204	4.608	125.397
5.1	0.684	52.991	19.910	20.190	23.235	5.792	122.118
5.2	0.659	51.073	19.190	19.459	22.394	7.137	119.254
5.3	0.654	50.644	18.496	18.755	21.584	8.649	118.128
5.4	0.638	49.415	17.827	18.077	20.803	10.332	116.454
5.5	0.622	48.216	17.182	17.423	20.050	12.193	115.063
5.6	0.607	47.046	16.560	16.792	19.325	14.236	113.959
5.7	0.593	45.904	15.961	16.185	18.626	16.465	113.141
5.8	0.578	44.790	15.383	15.599	17.952	18.886	112.611
5.9	0.564	43.703	14.827	15.035	17.302	21.207	112.074
6.0	0.550	42.643	14.290	14.491	16.676	20.440	108.540
6.1	0.537	41.608	13.773	13.967	16.073	19.621	105.042

t (jam)	Q (m³/detik)	Q akibat hujan netto (m³/detik)					Q _{banjir} (m³/detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
6.2	0.524	40.598	13.275	13.461	15.492	18.911	101.737
6.3	0.511	39.613	13.163	12.974	14.931	18.227	98.908
6.4	0.499	38.651	12.844	12.505	14.391	17.567	95.959
6.5	0.487	37.713	12.532	12.052	13.870	16.932	93.100
6.6	0.475	36.798	12.228	11.616	13.368	16.319	90.330
6.7	0.464	35.905	11.931	11.196	12.885	15.729	87.646
6.8	0.452	35.034	11.642	10.791	12.419	15.160	85.045
6.9	0.441	34.184	11.359	10.401	11.969	14.611	82.524
7.0	0.431	33.354	11.084	10.024	11.536	14.083	80.081
7.1	0.420	32.545	10.815	9.662	11.119	13.573	77.713
7.2	0.410	31.755	10.552	9.312	10.717	13.082	75.418
7.3	0.400	30.984	10.296	9.234	10.329	12.609	73.452
7.4	0.390	30.232	10.046	9.010	9.955	12.153	71.396
7.5	0.381	29.499	9.803	8.791	9.595	11.713	69.400
7.6	0.372	28.783	9.565	8.578	9.248	11.289	67.462
7.7	0.363	28.084	9.333	8.370	8.913	10.881	65.580
7.8	0.354	27.403	9.106	8.167	8.591	10.487	63.753
7.9	0.345	26.738	8.885	7.968	8.280	10.108	61.979
8.0	0.337	26.089	8.669	7.775	7.980	9.742	60.256
8.1	0.329	25.456	8.459	7.586	7.692	9.389	58.582
8.2	0.321	24.838	8.254	7.402	7.413	9.050	56.957
8.3	0.313	24.235	8.053	7.223	7.351	8.722	55.585
8.4	0.305	23.647	7.858	7.047	7.173	8.407	54.132
8.5	0.298	23.073	7.667	6.876	6.999	8.103	52.718
8.6	0.291	22.513	7.481	6.709	6.829	7.809	51.342
8.7	0.284	21.967	7.300	6.547	6.663	7.527	50.003
8.8	0.277	21.434	7.123	6.388	6.501	7.255	48.700
8.9	0.270	20.914	6.950	6.233	6.344	6.992	47.432
9.0	0.263	20.406	6.781	6.081	6.190	6.739	46.197
9.1	0.257	19.911	6.617	5.934	6.039	6.495	44.996
9.2	0.251	19.428	6.456	5.790	5.893	6.260	43.827

t (jam)	Q (m ³ /detik)	Q akibat hujan netto (m ³ /detik)					Q _{banjir} (m ³ /detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
6.2	0.524	40.598	13.275	13.461	15.492	18.911	101.737
6.3	0.511	39.613	13.163	12.974	14.931	18.227	98.908
6.4	0.499	38.651	12.844	12.505	14.391	17.567	95.959
6.5	0.487	37.713	12.532	12.052	13.870	16.932	93.100
6.6	0.475	36.798	12.228	11.616	13.368	16.319	90.330
6.7	0.464	35.905	11.931	11.196	12.885	15.729	87.646
6.8	0.452	35.034	11.642	10.791	12.419	15.160	85.045
6.9	0.441	34.184	11.359	10.401	11.969	14.611	82.524
7.0	0.431	33.354	11.084	10.024	11.536	14.083	80.081
7.1	0.420	32.545	10.815	9.662	11.119	13.573	77.713
7.2	0.410	31.755	10.552	9.312	10.717	13.082	75.418
7.3	0.400	30.984	10.296	9.234	10.329	12.609	73.452
7.4	0.390	30.232	10.046	9.010	9.955	12.153	71.396
7.5	0.381	29.499	9.803	8.791	9.595	11.713	69.400
7.6	0.372	28.783	9.565	8.578	9.248	11.289	67.462
7.7	0.363	28.084	9.333	8.370	8.913	10.881	65.580
7.8	0.354	27.403	9.106	8.167	8.591	10.487	63.753
7.9	0.345	26.738	8.885	7.968	8.280	10.108	61.979
8.0	0.337	26.089	8.669	7.775	7.980	9.742	60.256
8.1	0.329	25.456	8.459	7.586	7.692	9.389	58.582
8.2	0.321	24.838	8.254	7.402	7.413	9.050	56.957
8.3	0.313	24.235	8.053	7.223	7.351	8.722	55.585
8.4	0.305	23.647	7.858	7.047	7.173	8.407	54.132
8.5	0.298	23.073	7.667	6.876	6.999	8.103	52.718
8.6	0.291	22.513	7.481	6.709	6.829	7.809	51.342
8.7	0.284	21.967	7.300	6.547	6.663	7.527	50.003
8.8	0.277	21.434	7.123	6.388	6.501	7.255	48.700
8.9	0.270	20.914	6.950	6.233	6.344	6.992	47.432
9.0	0.263	20.406	6.781	6.081	6.190	6.739	46.197
9.1	0.257	19.911	6.617	5.934	6.039	6.495	44.996
9.2	0.251	19.428	6.456	5.790	5.893	6.260	43.827

t (jam)	Q (m ³ /detik)	Q akibat hujan netto (m ³ /detik)					Q _{banjir} (m ³ /detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
9.3	0.245	18.956	6.299	5.649	5.750	6.208	42.863
9.4	0.239	18.496	6.146	5.512	5.610	6.057	41.822
9.5	0.233	18.047	5.997	5.378	5.474	5.910	40.807
9.6	0.227	17.610	5.852	5.248	5.341	5.767	39.817
9.7	0.222	17.182	5.710	5.121	5.212	5.627	38.851
9.8	0.216	16.765	5.571	4.996	5.085	5.490	37.908
9.9	0.211	16.358	5.436	4.875	4.962	5.357	36.988
10.0	0.206	15.961	5.304	4.757	4.841	5.227	36.090
10.1	0.201	15.574	5.175	4.641	4.724	5.100	35.215
10.2	0.196	15.166	5.050	4.529	4.609	4.976	34.330
10.3	0.192	14.889	4.927	4.419	4.497	4.856	33.588
10.4	0.189	14.617	4.808	4.312	4.388	4.738	32.863
10.5	0.185	14.351	4.691	4.207	4.282	4.623	32.153
10.6	0.182	14.089	4.577	4.105	4.178	4.511	31.459
10.7	0.179	13.831	4.466	4.005	4.076	4.401	30.780
10.8	0.175	13.579	4.358	3.908	3.978	4.294	30.116
10.9	0.172	13.331	4.252	3.813	3.881	4.190	29.467
11	0.169	13.088	4.149	3.721	3.787	4.088	28.832
11.1	0.166	12.849	4.048	3.630	3.695	3.989	28.211
11.2	0.163	12.614	3.942	3.542	3.605	3.892	27.596
11.3	0.160	12.384	3.870	3.456	3.518	3.798	27.026
11.4	0.157	12.158	3.799	3.372	3.432	3.706	26.468
11.5	0.154	11.936	3.730	3.291	3.349	3.616	25.921
11.6	0.151	11.718	3.662	3.211	3.268	3.528	25.386
11.7	0.149	11.504	3.595	3.133	3.189	3.442	24.863
11.8	0.146	11.294	3.529	3.057	3.111	3.359	24.350
11.9	0.143	11.088	3.465	2.983	3.036	3.277	23.848
12	0.141	10.885	3.402	2.910	2.962	3.198	23.357
12.1	0.138	10.687	3.340	2.840	2.890	3.120	22.876
12.2	0.135	10.491	3.279	2.765	2.820	3.045	22.400
12.3	0.133	10.300	3.219	2.715	2.752	2.971	21.956

t (jam)	Q (m³/detik)	Q akibat hujan netto (m³/detik)					Q _{banjir} (m³/detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
12.4	0.131	10.112	3.160	2.665	2.685	2.899	21.520
12.5	0.128	9.927	3.102	2.617	2.620	2.828	21.094
12.6	0.126	9.746	3.046	2.569	2.556	2.760	20.676
12.7	0.124	9.568	2.990	2.522	2.494	2.693	20.267
12.8	0.121	9.393	2.936	2.476	2.433	2.627	19.866
12.9	0.119	9.222	2.882	2.431	2.374	2.564	19.472
13	0.117	9.054	2.829	2.386	2.317	2.501	19.087
13.1	0.115	8.888	2.778	2.343	2.261	2.441	18.710
13.2	0.113	8.726	2.727	2.300	2.201	2.381	18.336
13.3	0.111	8.567	2.677	2.258	2.161	2.324	17.987
13.4	0.109	8.410	2.628	2.217	2.122	2.267	17.644
13.5	0.107	8.257	2.580	2.176	2.083	2.212	17.309
13.6	0.105	8.106	2.533	2.137	2.045	2.158	16.979
13.7	0.103	7.958	2.487	2.097	2.008	2.106	16.656
13.8	0.101	7.813	2.442	2.059	1.971	2.055	16.340
13.9	0.099	7.670	2.397	2.022	1.935	2.005	16.029
14	0.097	7.530	2.353	1.985	1.900	1.956	15.724
14.1	0.095	7.393	2.310	1.948	1.865	1.909	15.425
14.2	0.094	7.258	2.268	1.913	1.831	1.859	15.129
14.3	0.092	7.125	2.227	1.878	1.798	1.825	14.852
14.4	0.090	6.995	2.186	1.844	1.765	1.792	14.581
14.5	0.089	6.867	2.146	1.810	1.732	1.759	14.315
14.6	0.087	6.742	2.107	1.777	1.701	1.727	14.054
14.7	0.085	6.619	2.068	1.745	1.670	1.695	13.797
14.8	0.084	6.498	2.031	1.713	1.639	1.664	13.545
14.9	0.082	6.379	1.994	1.681	1.609	1.634	13.298
15	0.081	6.263	1.957	1.651	1.580	1.604	13.055
15.1	0.079	6.149	1.922	1.621	1.551	1.575	12.817
15.2	0.078	6.036	1.886	1.591	1.523	1.546	12.583
15.3	0.077	5.926	1.852	1.562	1.495	1.518	12.353
15.4	0.075	5.818	1.818	1.533	1.468	1.490	12.128

t (jam)	Q (m ³ /detik)	Q akibat hujan netto (m ³ /detik)					Q _{banjir} (m ³ /detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
15.5	0.074	5.712	1.785	1.505	1.441	1.463	11.906
15.6	0.072	5.608	1.752	1.478	1.415	1.436	11.689
15.7	0.071	5.505	1.720	1.451	1.389	1.410	11.475
15.8	0.070	5.405	1.689	1.424	1.363	1.384	11.266
15.9	0.068	5.306	1.658	1.398	1.339	1.359	11.060
16	0.067	5.209	1.628	1.373	1.314	1.334	10.858
16.1	0.066	5.114	1.598	1.348	1.290	1.310	10.660
16.2	0.065	5.021	1.569	1.323	1.267	1.286	10.465
16.3	0.064	4.929	1.540	1.299	1.243	1.263	10.274
16.4	0.062	4.839	1.512	1.275	1.221	1.239	10.087
16.5	0.061	4.751	1.485	1.252	1.198	1.217	9.903
16.6	0.060	4.664	1.458	1.229	1.177	1.195	9.722
16.7	0.059	4.579	1.431	1.207	1.155	1.173	9.544
16.8	0.058	4.495	1.405	1.185	1.134	1.151	9.370
16.9	0.057	4.413	1.379	1.163	1.113	1.130	9.199
17	0.056	4.333	1.354	1.142	1.093	1.110	9.031
17.1	0.055	4.253	1.329	1.121	1.073	1.089	8.866
17.2	0.054	4.176	1.305	1.101	1.053	1.070	8.704
17.3	0.053	4.100	1.281	1.081	1.034	1.050	8.545
17.4	0.052	4.025	1.258	1.061	1.015	1.031	8.389
17.5	0.051	3.951	1.235	1.041	0.997	1.012	8.236
17.6	0.050	3.879	1.212	1.022	0.979	0.994	8.086
17.7	0.049	3.808	1.190	1.004	0.961	0.975	7.938
17.8	0.048	3.739	1.168	0.985	0.943	0.958	7.793
17.9	0.047	3.670	1.147	0.967	0.926	0.940	7.651
18	0.047	3.603	1.126	0.950	0.909	0.923	7.511
18.1	0.046	3.538	1.106	0.932	0.892	0.906	7.374
18.2	0.045	3.473	1.085	0.915	0.876	0.890	7.240
18.3	0.044	3.410	1.066	0.899	0.860	0.873	7.108
18.4	0.043	3.347	1.046	0.882	0.844	0.857	6.978
18.5	0.042	3.286	1.027	0.866	0.829	0.842	6.850

t (jam)	Q (m³/detik)	Q akibat hujan netto (m³/detik)					Q _{banjir} (m³/detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
18.6	0.042	3.226	1.008	0.850	0.814	0.826	6.725
18.7	0.041	3.167	0.990	0.835	0.799	0.811	6.603
18.8	0.040	3.110	0.972	0.820	0.784	0.797	6.482
18.9	0.039	3.053	0.954	0.805	0.770	0.782	6.364
19	0.039	2.997	0.937	0.790	0.756	0.768	6.247
19.1	0.038	2.942	0.920	0.776	0.742	0.754	6.133
19.2	0.037	2.889	0.903	0.761	0.729	0.740	6.021
19.3	0.037	2.836	0.886	0.747	0.715	0.726	5.911
19.4	0.036	2.784	0.870	0.734	0.702	0.713	5.804
19.5	0.035	2.733	0.854	0.720	0.690	0.700	5.698
19.6	0.035	2.683	0.839	0.707	0.677	0.687	5.594
19.7	0.034	2.634	0.823	0.694	0.665	0.675	5.491
19.8	0.033	2.586	0.808	0.682	0.652	0.662	5.391
19.9	0.033	2.539	0.793	0.669	0.641	0.650	5.293
20	0.032	2.493	0.779	0.657	0.629	0.639	5.196
20.1	0.032	2.447	0.765	0.645	0.617	0.627	5.101
20.2	0.031	2.403	0.751	0.633	0.606	0.615	5.008
20.3	0.030	2.359	0.737	0.622	0.595	0.604	4.917
20.4	0.030	2.316	0.724	0.610	0.584	0.593	4.827
20.5	0.029	2.273	0.710	0.599	0.574	0.582	4.739
20.6	0.029	2.232	0.697	0.588	0.563	0.572	4.652
20.7	0.028	2.191	0.685	0.578	0.553	0.561	4.567
20.8	0.028	2.151	0.672	0.567	0.543	0.551	4.484
20.9	0.027	2.112	0.660	0.557	0.533	0.541	4.402
21	0.027	2.073	0.648	0.546	0.523	0.531	4.322
21.1	0.026	2.035	0.636	0.536	0.514	0.521	4.243
21.2	0.026	1.998	0.624	0.527	0.504	0.512	4.165
21.3	0.025	1.962	0.613	0.517	0.495	0.503	4.089
21.4	0.025	1.926	0.602	0.508	0.486	0.493	4.015
21.5	0.024	1.891	0.591	0.498	0.477	0.484	3.941
21.6	0.024	1.856	0.580	0.489	0.468	0.475	3.869

t (jam)	Q (m ³ /detik)	Q akibat hujan netto (m ³ /detik)					Q _{banjir} (m ³ /detik)
		77.463	20.134	14.124	11.244	9.495	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
21.7	0.024	1.822	0.570	0.480	0.460	0.467	3.799
21.8	0.023	1.789	0.559	0.472	0.451	0.458	3.729
21.9	0.023	1.756	0.549	0.463	0.443	0.450	3.661
22	0.022	1.724	0.539	0.455	0.435	0.442	3.595
22.1	0.022	1.693	0.529	0.446	0.427	0.434	3.529
22.2	0.021	1.662	0.519	0.438	0.419	0.426	3.464
22.3	0.021	1.632	0.510	0.430	0.412	0.418	3.401
22.4	0.021	1.602	0.501	0.422	0.404	0.410	3.339
22.5	0.020	1.573	0.491	0.415	0.397	0.403	3.278
22.6	0.020	1.544	0.482	0.407	0.390	0.395	3.218
22.7	0.020	1.516	0.474	0.400	0.382	0.388	3.160
22.8	0.019	1.488	0.465	0.392	0.375	0.381	3.102
22.9	0.019	1.461	0.457	0.385	0.369	0.374	3.045
23	0.019	1.434	0.448	0.378	0.362	0.367	2.990
23.1	0.018	1.408	0.440	0.371	0.355	0.361	2.935
23.2	0.018	1.382	0.432	0.364	0.349	0.354	2.882
23.3	0.018	1.357	0.424	0.358	0.342	0.348	2.829
23.4	0.017	1.332	0.416	0.351	0.336	0.341	2.777
23.5	0.017	1.308	0.409	0.345	0.330	0.335	2.727
23.6	0.017	1.284	0.401	0.338	0.324	0.329	2.677
23.7	0.016	1.261	0.394	0.332	0.318	0.323	2.628
23.8	0.016	1.238	0.387	0.326	0.312	0.317	2.580
23.9	0.016	1.215	0.380	0.320	0.307	0.311	2.533
24	0.015	1.193	0.373	0.314	0.301	0.306	2.487

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Lampiran 4. Tabel Hasil Analisa *Flood Routing*

t	Inflow	I rata²	I.dt	S-Δt.Q/2	S+Δt.Q/2	Elevasi	Q output
jam	m³/dt	m³/dt	(10³) m³/dt	(10³) m³	(10³) m³		m³/dt
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)=(5)+(4)	(7)	(8)
0.00	0					161.00	0.00
		3.56	6.41	0.00	6.41		
0.50	7.12					161.02	0.46
		22.36	40.24	6.41	46.65		
1.00	37.59					161.08	1.68
		69.46	125.02	45.82	170.85		
1.50	101.32					161.20	4.16
		140.96	253.73	167.82	421.55		
1.9	180.60					161.35	7.15
		172.94	311.30	414.07	725.37		
2.50	165.29					161.48	9.95
		165.19	297.34	712.50	1009.83		
3.00	165.09					161.61	16.03
		157.86	284.15	991.92	1276.06		
3.50	150.63					161.72	21.99
		147.92	266.25	1247.21	1513.46		
4.00	145.20					161.82	27.24
		138.32	248.97	1473.88	1722.85		
4.50	131.44					161.90	31.82
		128.42	231.15	1673.81	1904.97		
5.00	125.40					161.98	35.81
		120.23	216.41	1847.70	2064.11		
5.50	115.06					162.04	40.08
		111.80	201.24	1999.65	2200.89		
6.00	108.54					162.09	43.87
		100.82	181.48	2128.76	2310.23		
6.50	93.10					162.12	46.54
		86.59	155.86	2231.26	2387.13		
7.00	80.08					162.14	48.30
		74.74	134.53	2303.35	2437.89		

Lanjutan Lampiran 4.

7.50	69.40					162.16	49.33
		64.83	116.69	2350.94	2467.63		
8.00	60.26					162.16	49.78
		56.49	101.68	2378.83	2480.51		
8.50	52.72					162.16	49.76
		49.46	89.02	2390.90	2479.92		
9.00	46.20					162.16	49.37
		43.50	78.30	2390.35	2468.66		
9.50	40.81					162.15	48.69
		38.45	69.21	2379.79	2449.00		
10.00	36.09					162.14	47.78
		34.12	61.42	2361.36	2422.78		
10.50	32.15					162.12	46.70
		30.49	54.89	2336.78	2391.67		
11.00	28.83					162.11	45.49
		27.38	49.28	2307.61	2356.89		
11.50	25.92					162.09	44.19
		24.64	44.35	2275.00	2319.36		
12.00	23.36					162.07	42.82
		22.23	40.01	2239.82	2279.82		
12.50	21.09					162.05	41.40
		20.09	36.16	2202.75	2238.92		
13.00	19.09					162.04	39.95
		18.20	32.76	2164.40	2197.16		
13.50	17.31					162.02	38.48
		16.52	29.73	2125.26	2154.98		
14.00	15.72					162.00	37.03
		15.02	27.04	2085.71	2112.75		
14.50	14.32					161.98	35.98
		13.69	24.63	2046.09	2070.73		
15.00	13.06					161.96	34.92
		12.48	22.47	2005.97	2028.43		
15.50	11.91					161.94	33.85
		11.38	20.49	1965.59	1986.07		

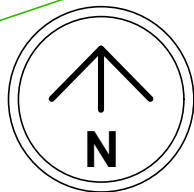
Lanjutan Lampiran 4.

16.00	10.86					161.92	32.79
		10.38	18.68	1925.14	1943.83		
16.50	9.90					161.90	31.74
		9.47	17.04	1884.80	1901.84		
17.00	9.03					161.88	30.69
		8.63	15.54	1844.71	1860.25		
17.50	8.24					161.86	29.66
		7.87	14.17	1805.01	1819.18		
18.00	7.51					161.84	28.65
		7.18	12.93	1765.79	1778.71		
18.50	6.85					161.82	27.65
		6.55	11.79	1727.15	1738.94		
19.00	6.25					161.81	26.67
		5.97	10.75	1689.17	1699.92		
19.50	5.70					161.79	25.71
		5.45	9.80	1651.92	1661.72		
20.00	5.20					161.77	24.77
		4.97	8.94	1615.44	1624.39		
20.50	4.74					161.75	23.86
		4.53	8.15	1579.79	1587.95		
21.00	4.32					161.74	22.97
		4.13	7.44	1545.01	1552.44		
21.50	3.94					161.72	22.10
		3.77	6.78	1511.10	1517.88		
22.00	3.59					161.70	21.26
		3.44	6.19	1478.11	1484.29		
22.50	3.28					161.69	20.44
		3.13	5.64	1446.03	1451.67		
23.00	2.99					161.67	19.64
		2.86	5.14	1414.89	1420.03		
23.50	2.73					161.66	18.87
		2.61	4.69	1384.67	1389.37		
24.00	2.49						

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

KAB BOJONEGORO

LOKASI RENCANA BENDUNGAN



KAB NGANJUK

STA. Tempuran

KEC. NGLUYU

KEC. REJOSO

KEC. LENGKONG

Bendungan Senggowar

STA. Matokan

STA. Gondang

KEC. GONDANG

STA. Bangle

KEC. PATIAN

LEGENDA :

Skala

0 1 2 3 4 5 Km

— Batas Kabupaten
— Batas Kecamatan
— Jalan

— Sungai
— Batas Catchment
— Stasiun Hujan



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN
KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Gambar

PETA LOKASI RENCANA
BENDUNGAN

No. Gambar :

1

Jumlah Gambar :

13

Judul Tugas Akhir :

Perencanaan Pelimpah Depan Tipe
Lengkung Bendungan Kedung Warak
Kabupaten Nganjuk

Dosen Pembimbing :

Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.

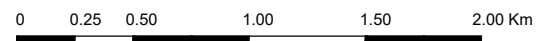
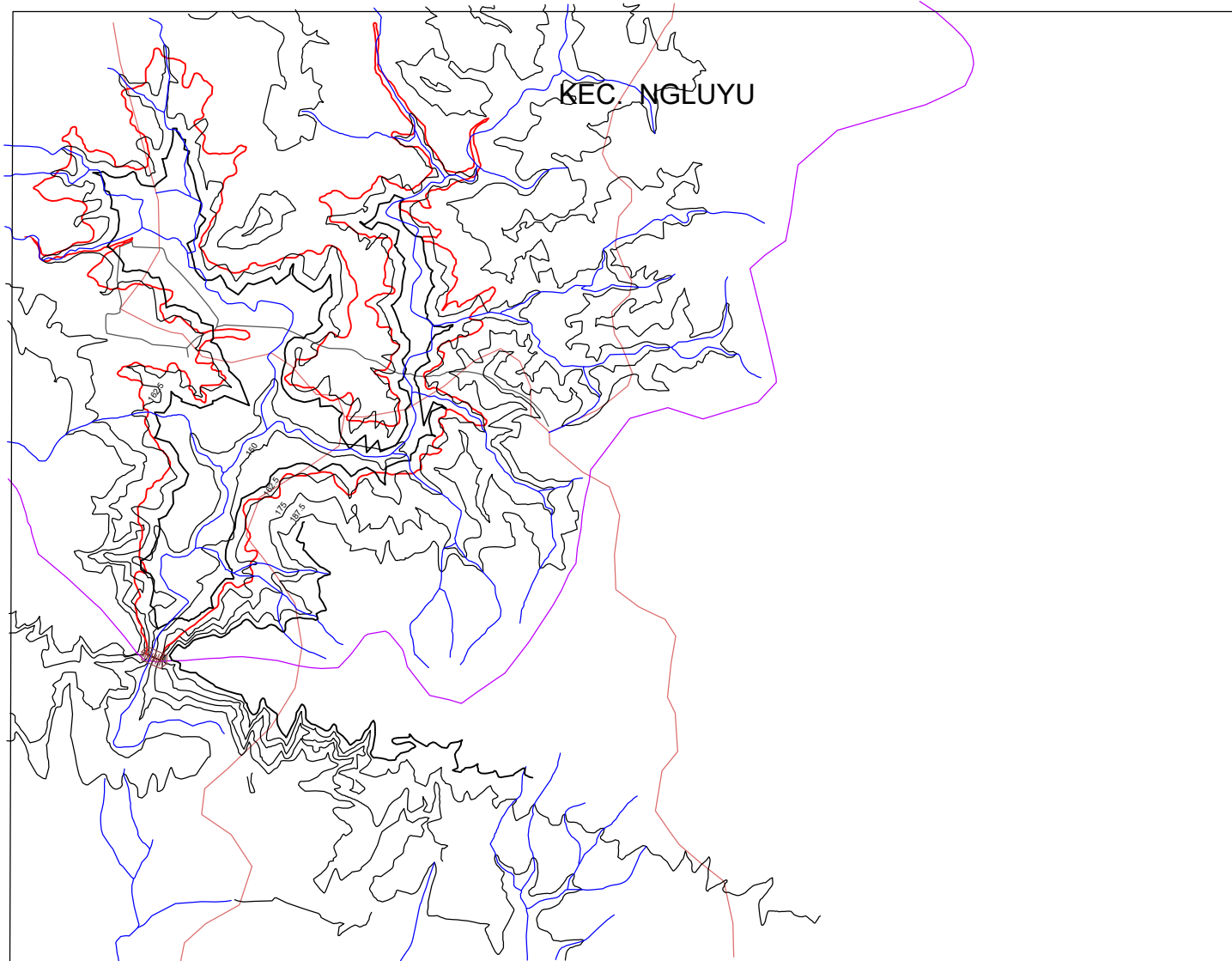
Nama Mahasiswa :


Nurmei Anggita Sari

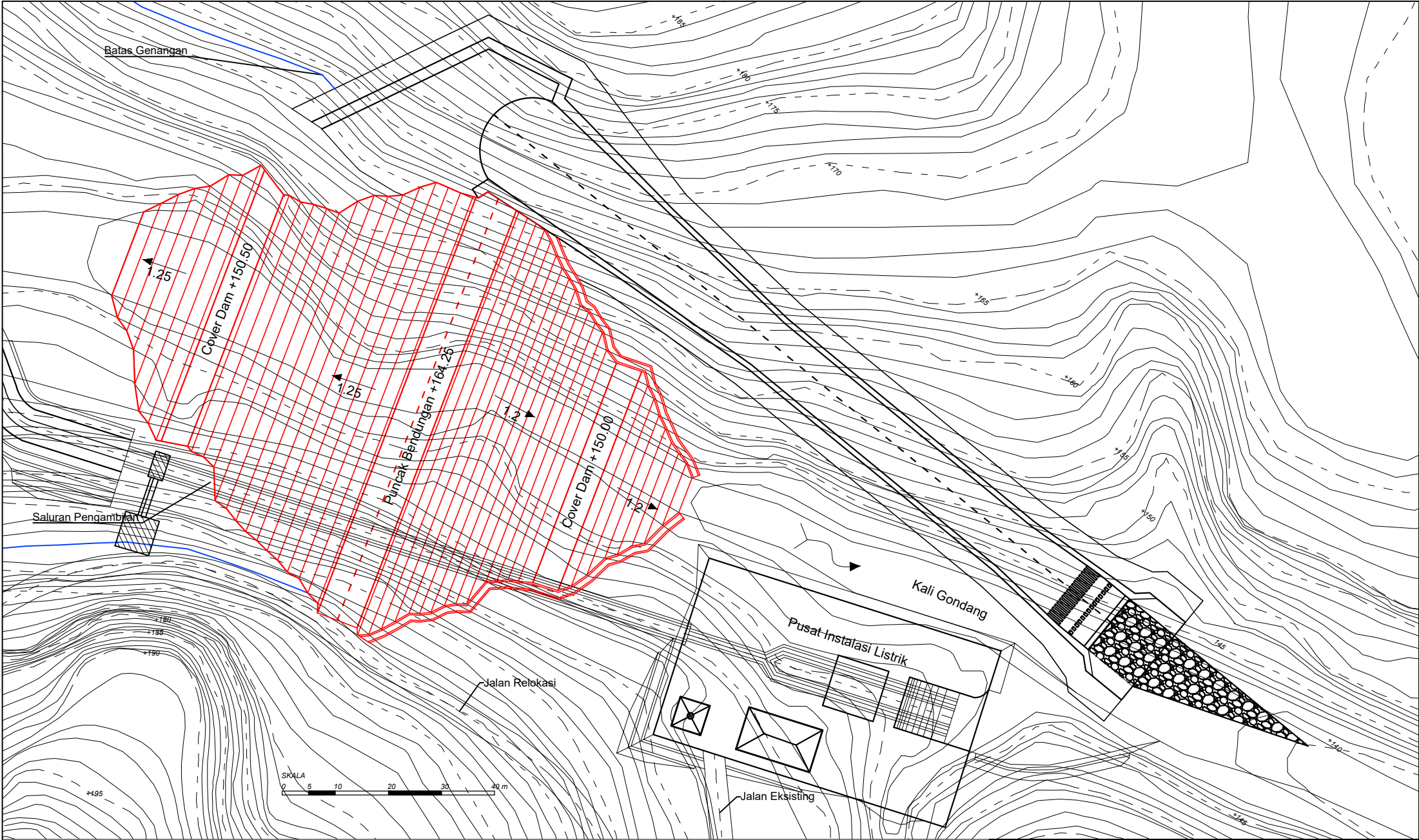
NRP :


0311144000016

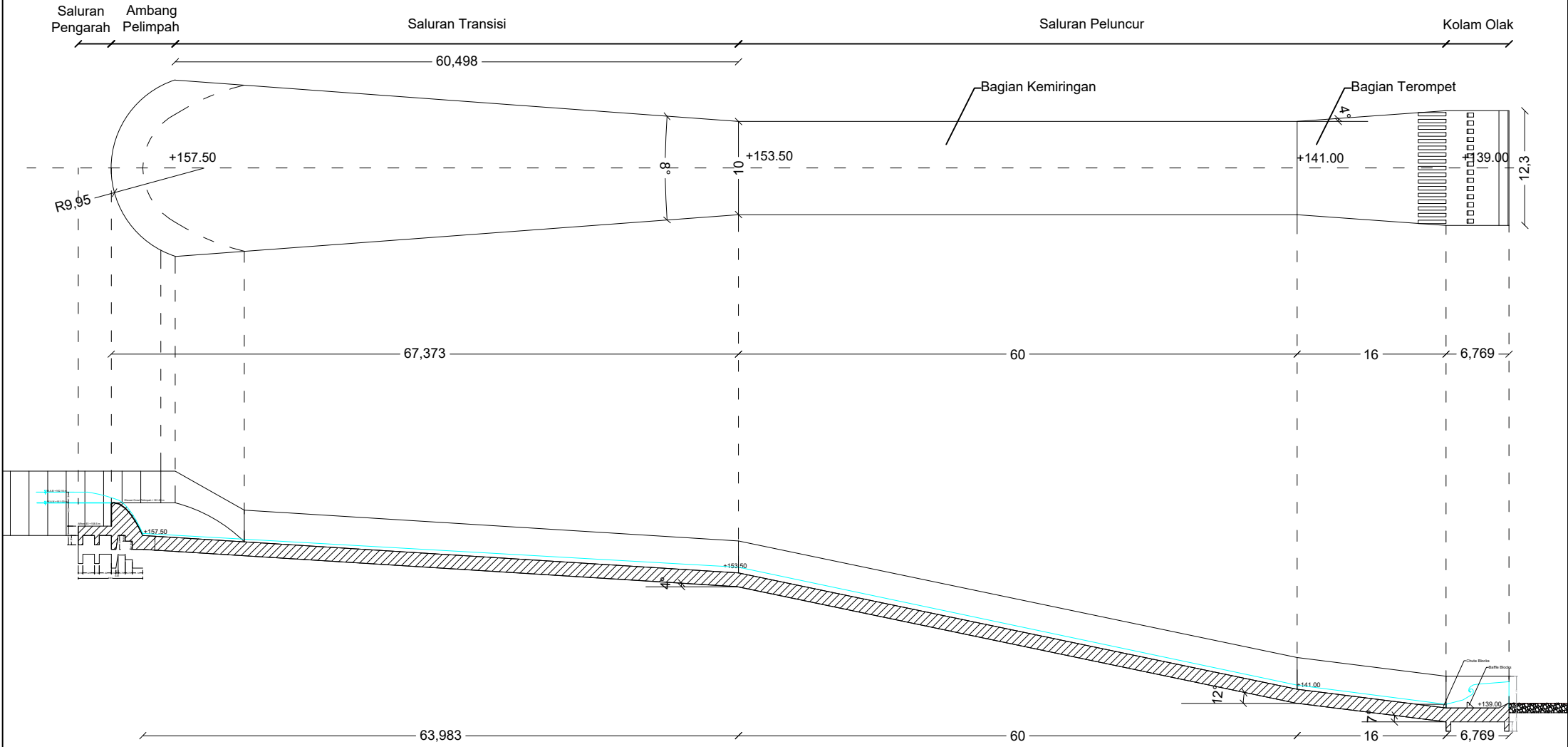
LOKASI BENDUNGAN KEDUNG WARAK




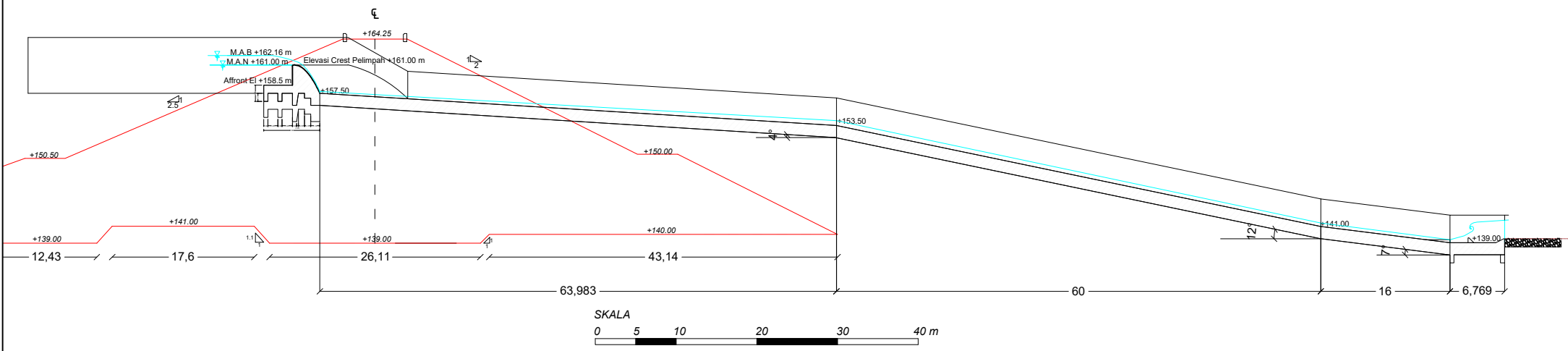
 JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA		Judul Tugas Akhir : Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk
Judul Gambar		Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.
PETA TOPOGRAFI		Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari
No. Gambar : 2		Jumlah Gambar : 13
		NRP : 0311144000016



 <div>JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</div>		Judul Tugas Akhir : Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk
Judul Gambar		Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.
LAYOUT SPILLWAY		Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari
No. Gambar :	3	Jumlah Gambar : 13
		NRP : 03111440000016



 <p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>		Judul Tugas Akhir : Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk	
Judul Gambar TAMPAK ATAS DAN POTONGAN MEMANJANG SPILLWAY		Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.	
		Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari	
No. Gambar : 4		Jumlah Gambar : 13	
		NRP : 03111440000016	



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN
KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Pelimpah Depan Tipe
Lengkung, Bendungan Kedung Warak
Kabupaten Nganjuk

Judul Gambar
**POTONGAN MEMANJANG
SPILLWAY TERHADAP CREST
BENDUNG**

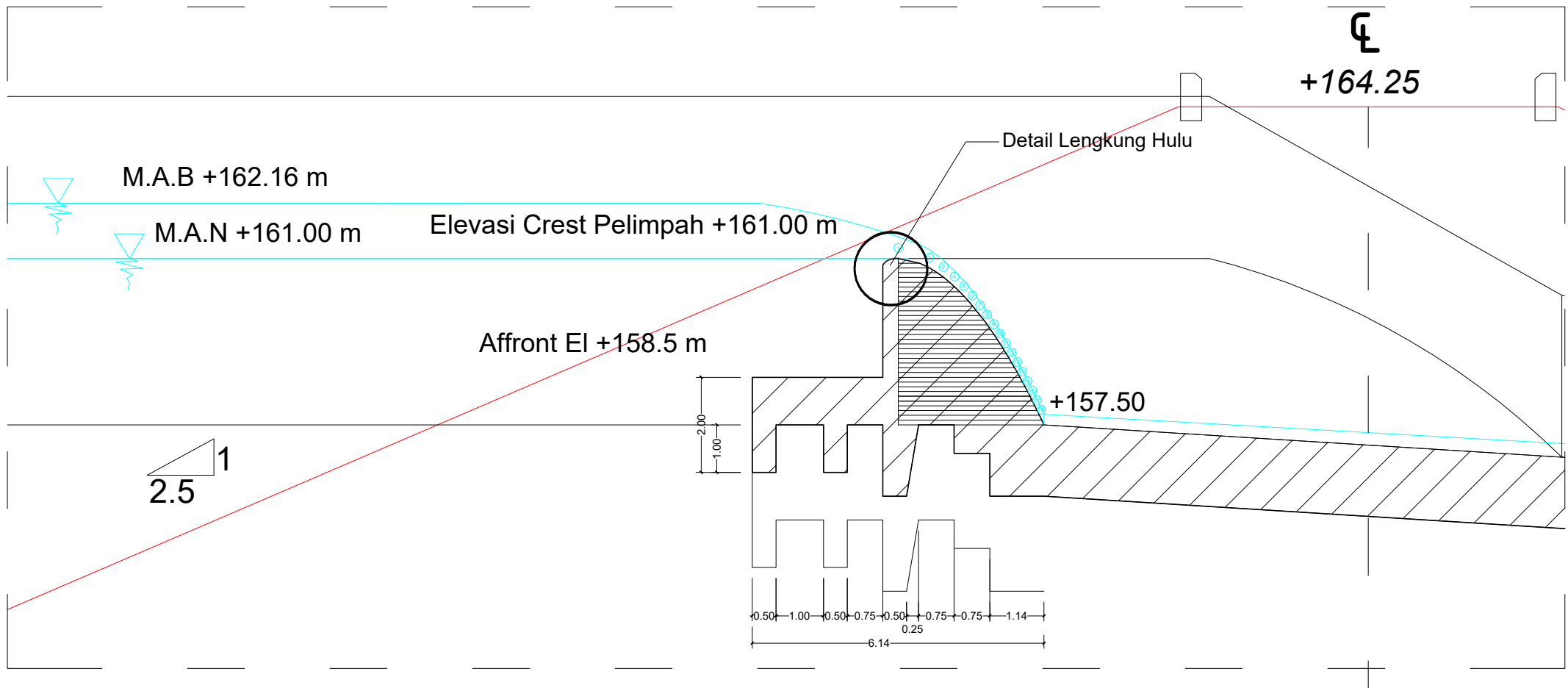
Dosen Pembimbing :
Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.

Nama Mahasiswa :
Nurmei Anggita Sari

No. Gambar : 5

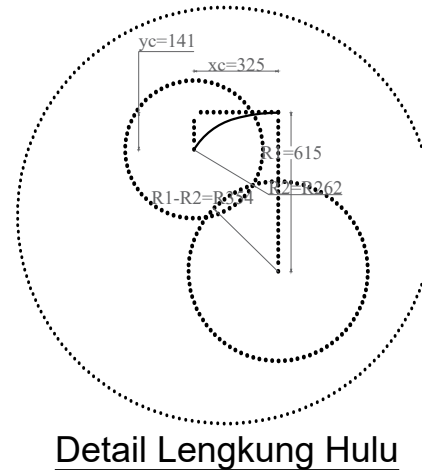
Jumlah Gambar : 13

NRP :
03111440000016

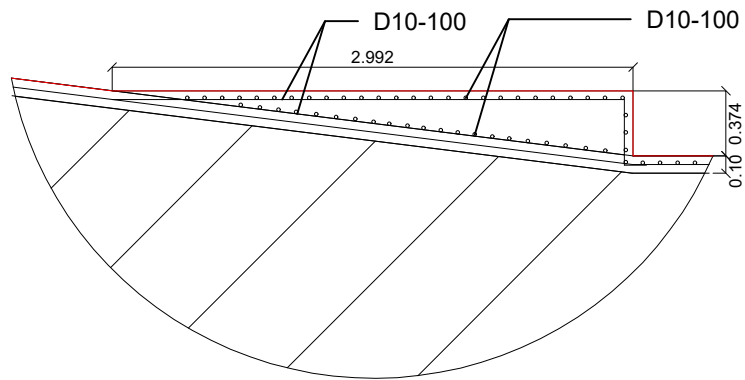
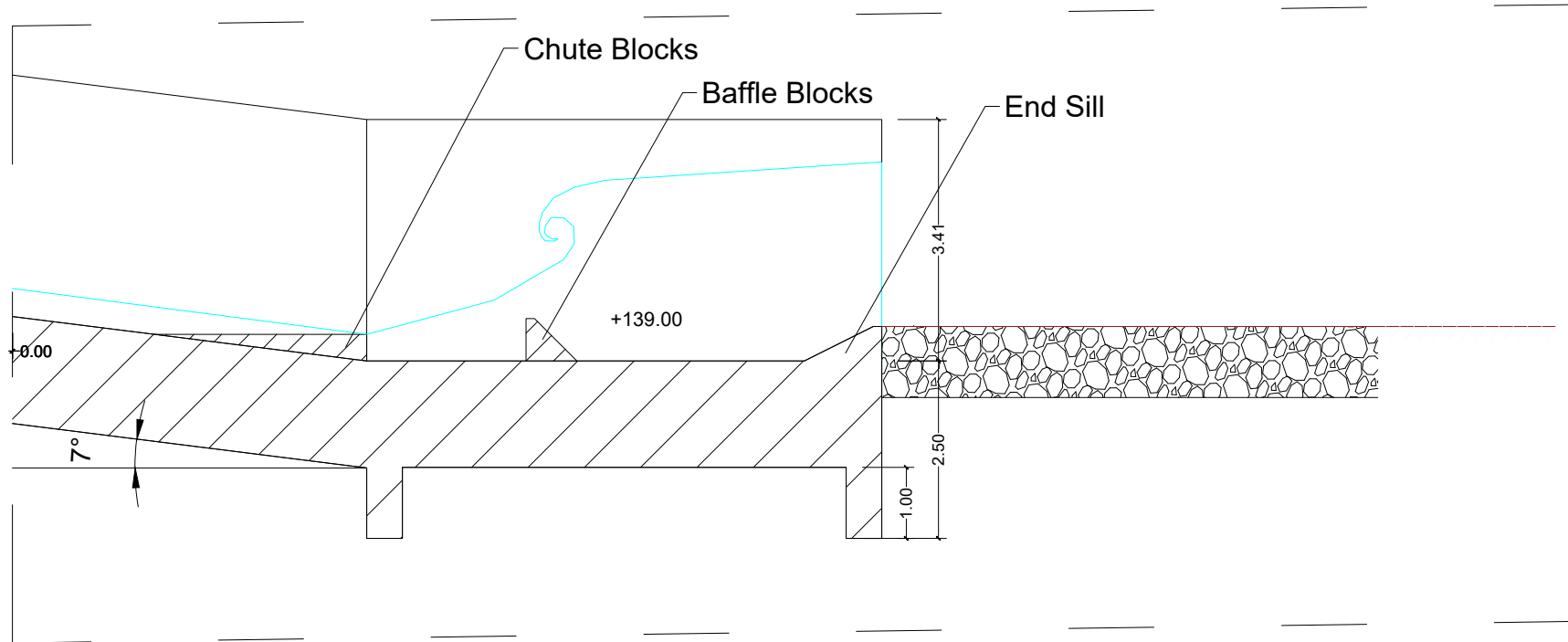


Tabel Harga X dan Y Penampang Mercu Pelimpah

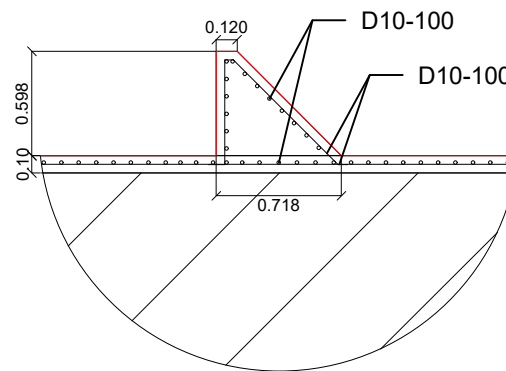
Elevasi	Y (m)	$X^{1.862}(m)$	X (m)	Elevasi	Y (m)	$X^{1.862}(m)$	X (m)
161	0	0	0	159.2	1.8	4.139	2.144
160.8	0.2	0.460	0.659	159	2	4.599	2.269
160.6	0.4	0.920	0.956	158.8	2.2	5.059	2.388
160.4	0.6	1.380	1.189	158.6	2.4	5.519	2.503
160.2	0.8	1.840	1.387	158.4	2.6	5.979	2.613
160	1	2.300	1.564	158.2	2.8	6.439	2.719
159.8	1.2	2.759	1.725	158	3	6.899	2.821
159.6	1.4	3.219	1.874	157.8	3.2	7.359	2.921
159.4	1.6	3.679	2.013	157.6	3.4	7.819	3.018



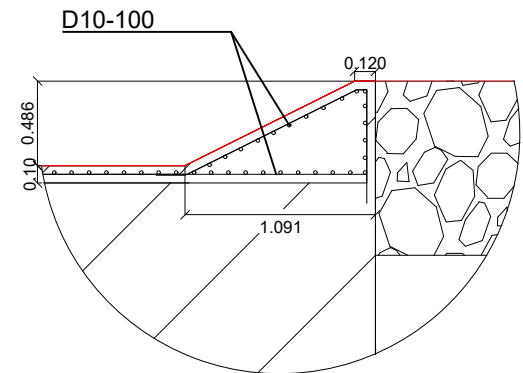
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA		Judul Tugas Akhir : Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk
Judul Gambar DETAIL SPILLWAY		Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.
		Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari
No. Gambar : 6	Jumlah Gambar : 13	NRP : 0311144000016



Detail Chute Blocks

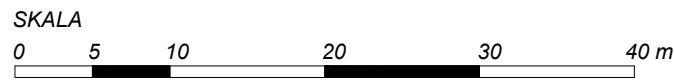
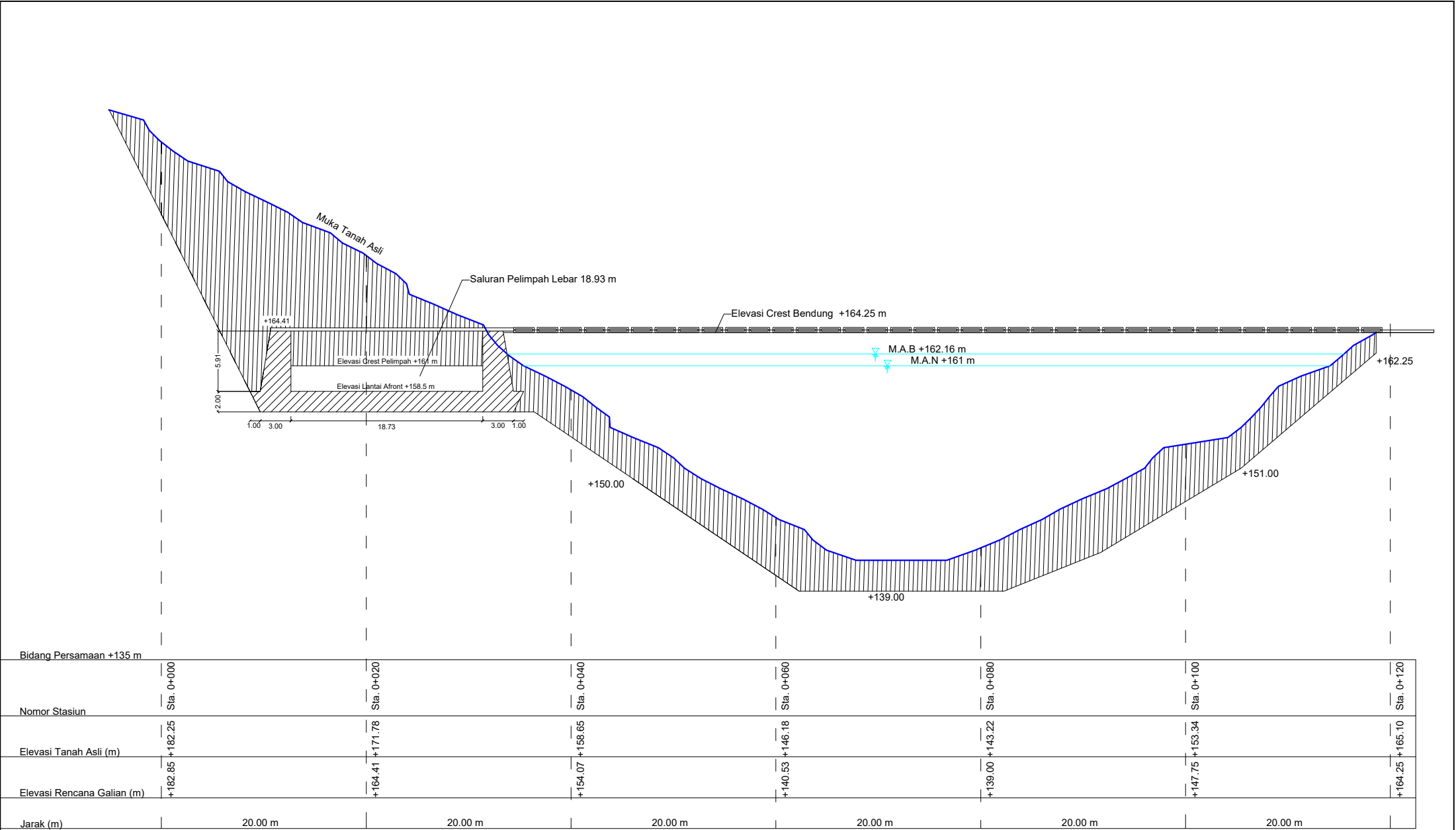


Detail Baffle Blocks

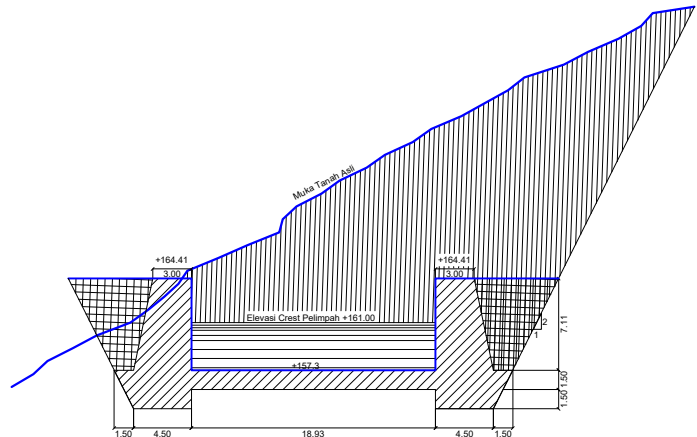
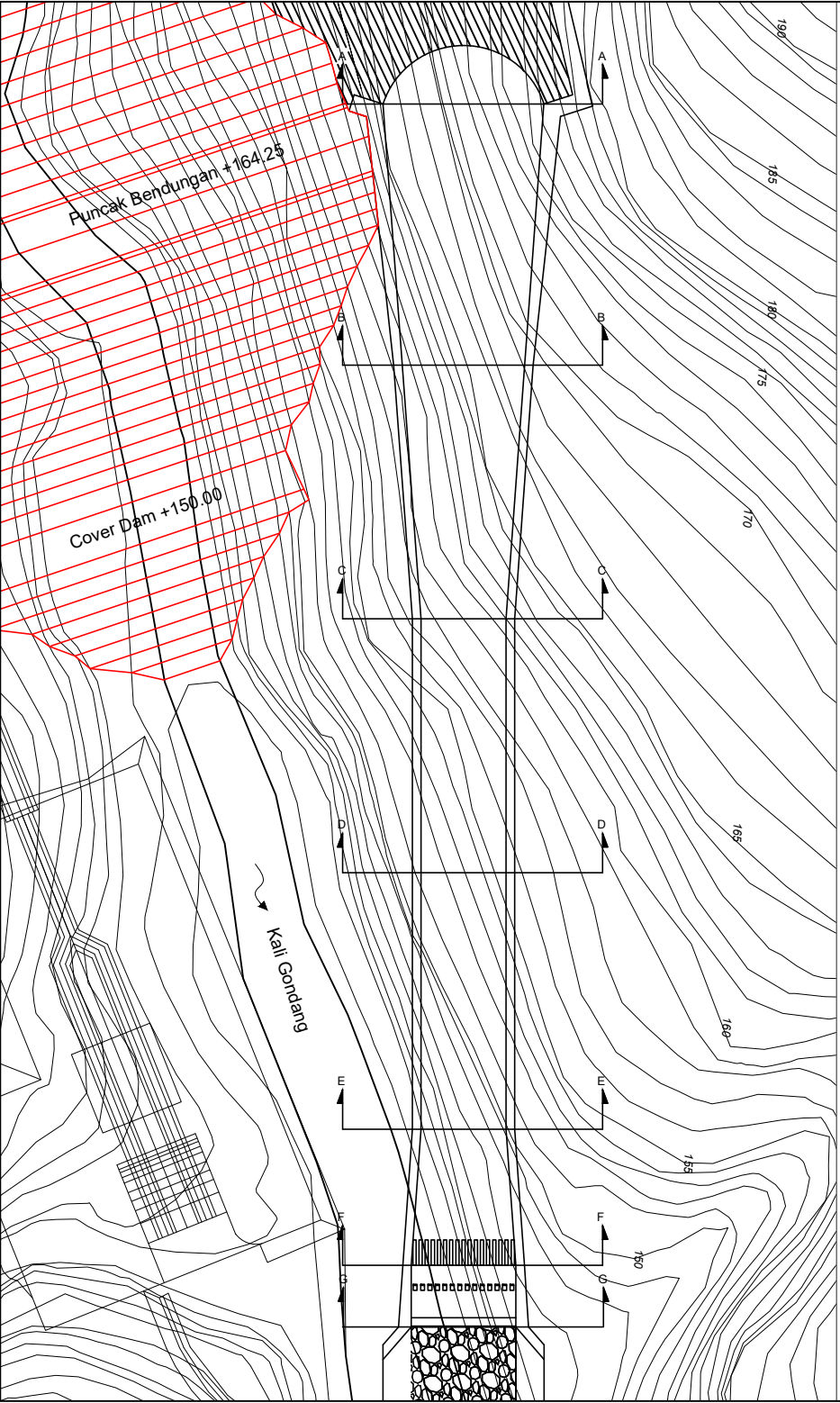


Detail End Sill

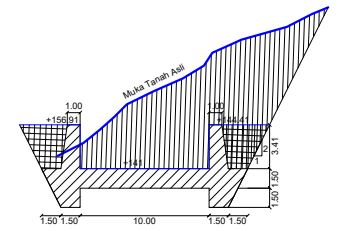
	<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	<p>Judul Tugas Akhir : Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk</p>
<p>Judul Gambar</p>	<p>DETAIL KOLAM OLAK</p>	<p>Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.</p>
<p>No. Gambar :</p>	<p>7</p>	<p>Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari</p>
<p>Jumlah Gambar :</p>	<p>13</p>	<p>NRP : 03111440000016</p>



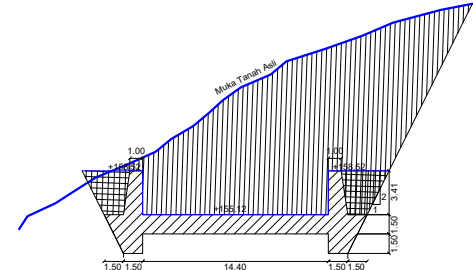
<div></div> <div>JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</div>		Judul Tugas Akhir : Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk
Judul Gambar POTONGAN MEMANJANG AS TUBUH BENDUNG		Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.
No. Gambar : 8		Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari
Jumlah Gambar : 13		NRP : 03111440000016



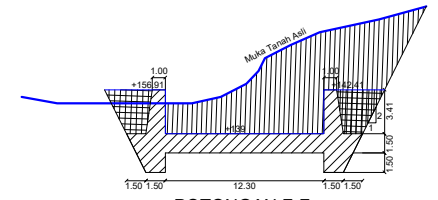
POTONGAN A-A



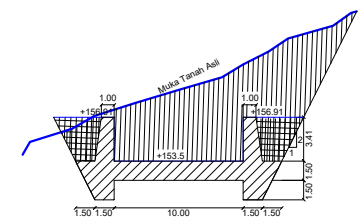
POTONGAN E-E



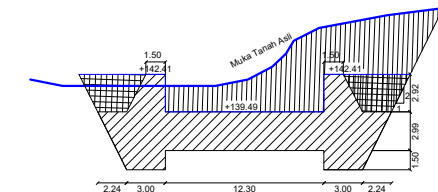
POTONGAN B-B



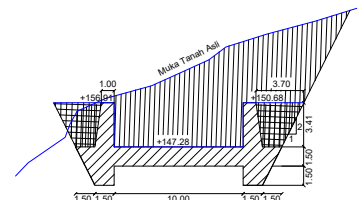
POTONGAN F-F




POTONGAN C-C

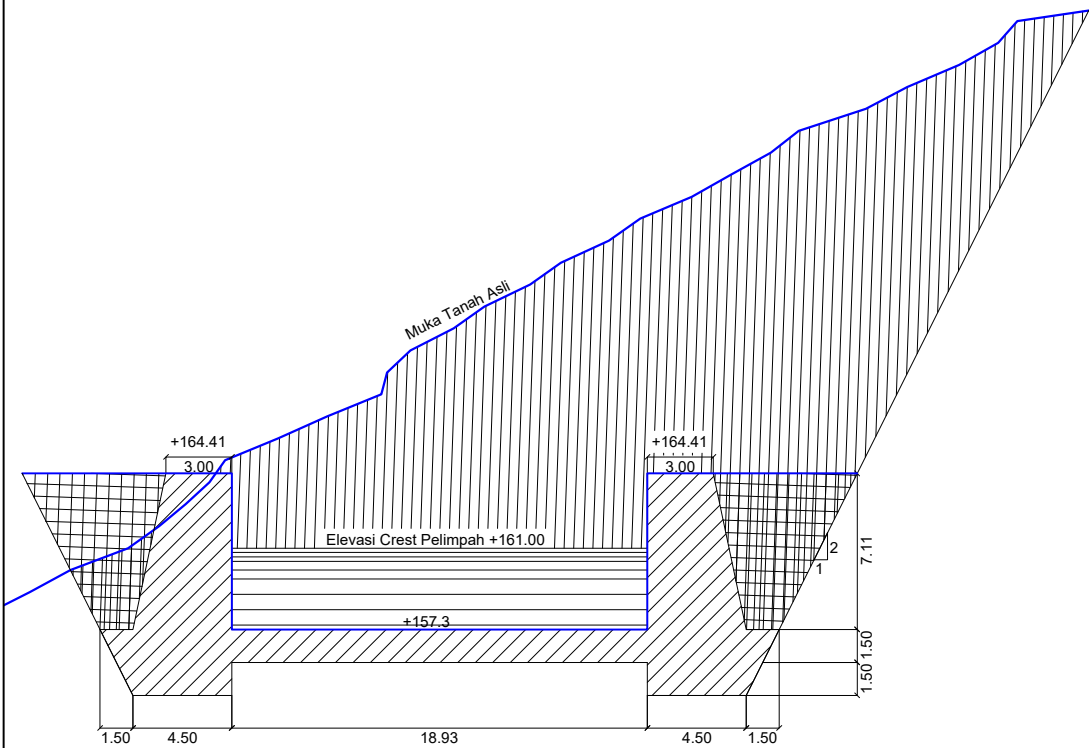


POTONGAN G-G

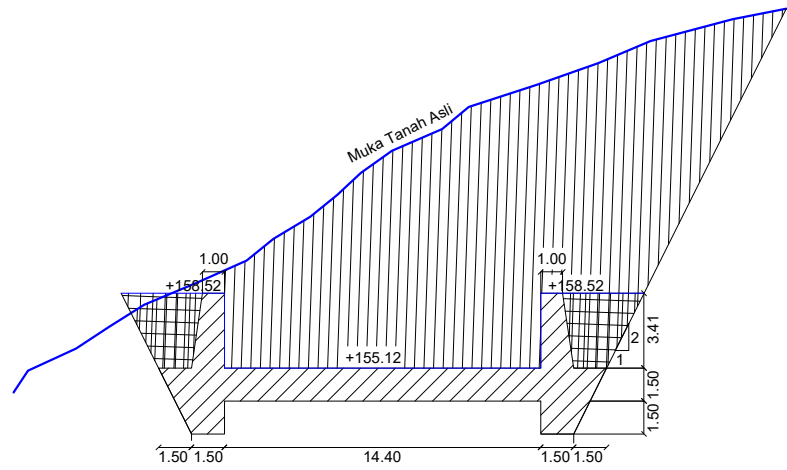


POTONGAN D-D

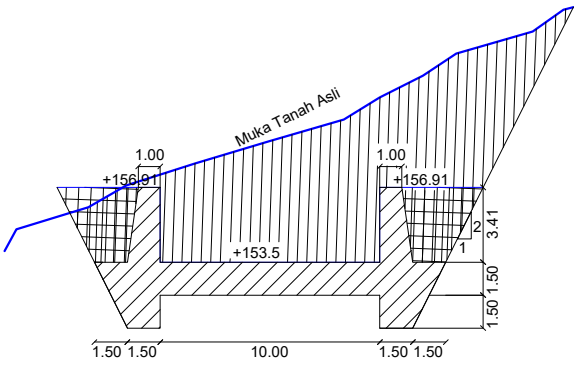
 JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA		Judul Tugas Akhir : Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk
Judul Gambar POTONGAN MELINTANG SPILLWAY		Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.
No. Gambar : 9		Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari
Jumlah Gambar : 13		NRP : 03111440000016



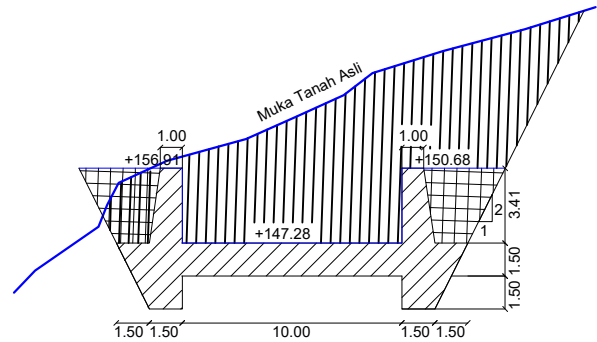
POTONGAN A-A



POTONGAN B-B



POTONGAN C-C



POTONGAN D-D



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN
KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Pelimpah Depan Tipe
Lengkung, Bendungan Kedung Warak
Kabupaten Nganjuk

Judul Gambar
**DETAIL I:
POTONGAN MELINTANG
SPILLWAY**

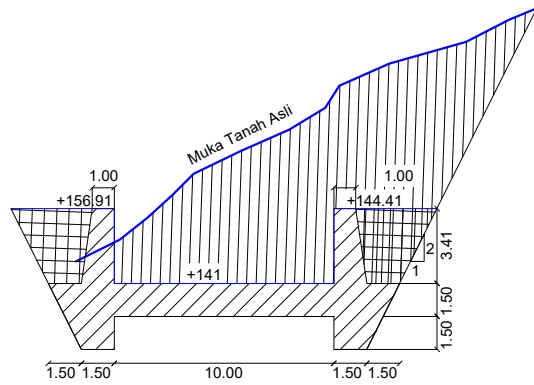
Dosen Pembimbing :
Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.

Nama Mahasiswa :
Nurmei Anggita Sari

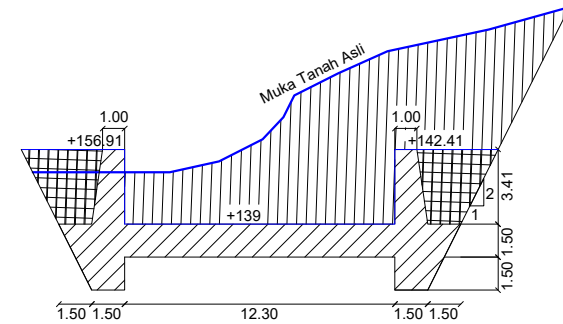
No. Gambar : 10

Jumlah Gambar : 13

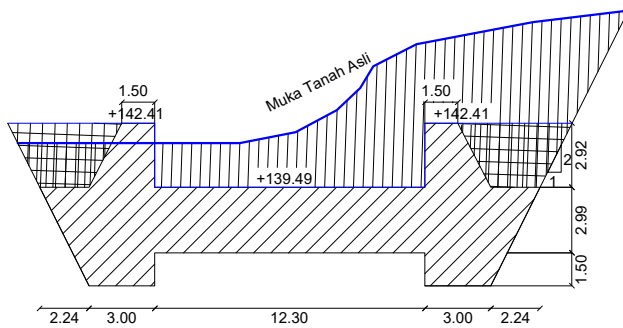
NRP :
03111440000016



POTONGAN E-E

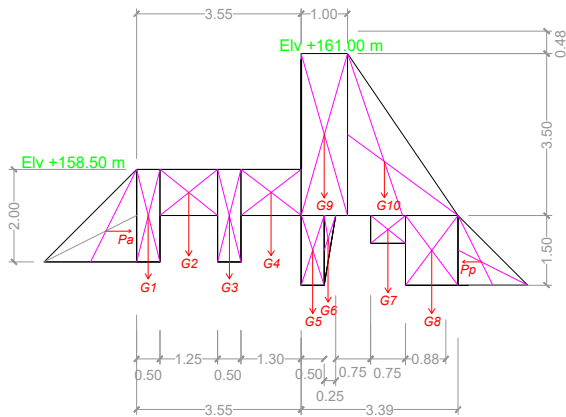


POTONGAN F-F

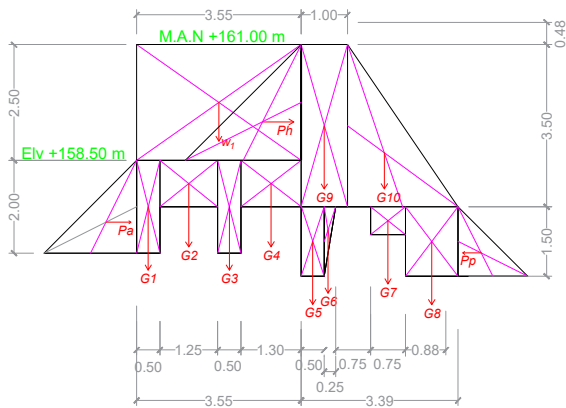


POTONGAN G-G

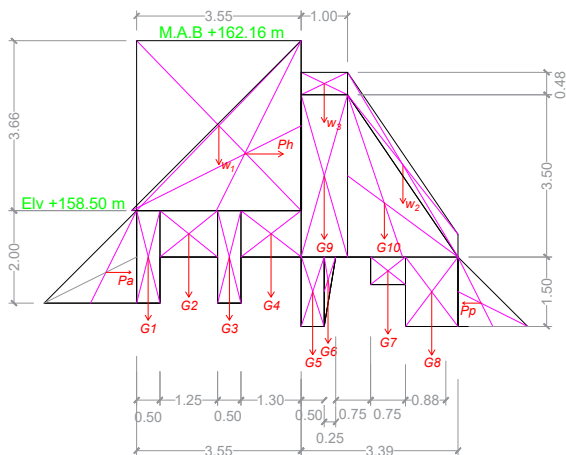
 <p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>		Judul Tugas Akhir : Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk
Judul Gambar DETAIL II: POTONGAN MELINTANG SPILLWAY		Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.
No. Gambar : 11		Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari
Jumlah Gambar : 13		NRP : 0311144000016




1 Stabilitas Pelimpah Kondisi Kosong Tanpa Gempa



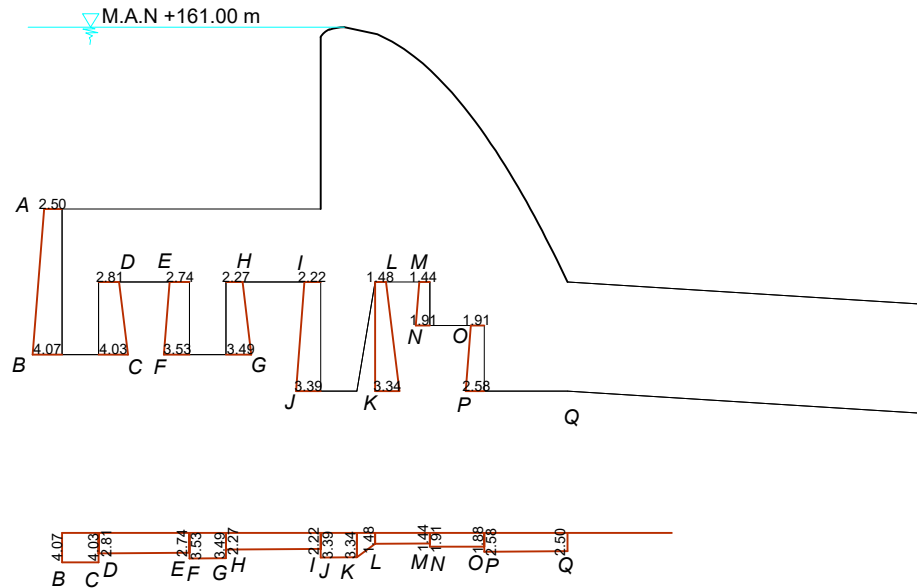
1 Stabilitas Pelimpah Kondisi Normal Tanpa Gempa



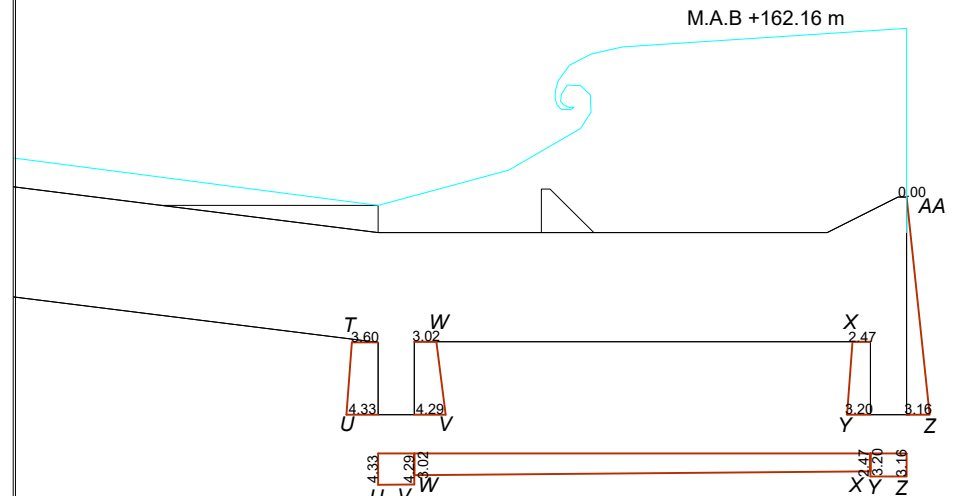
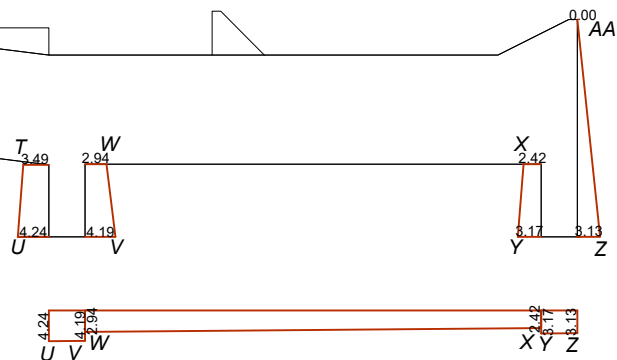
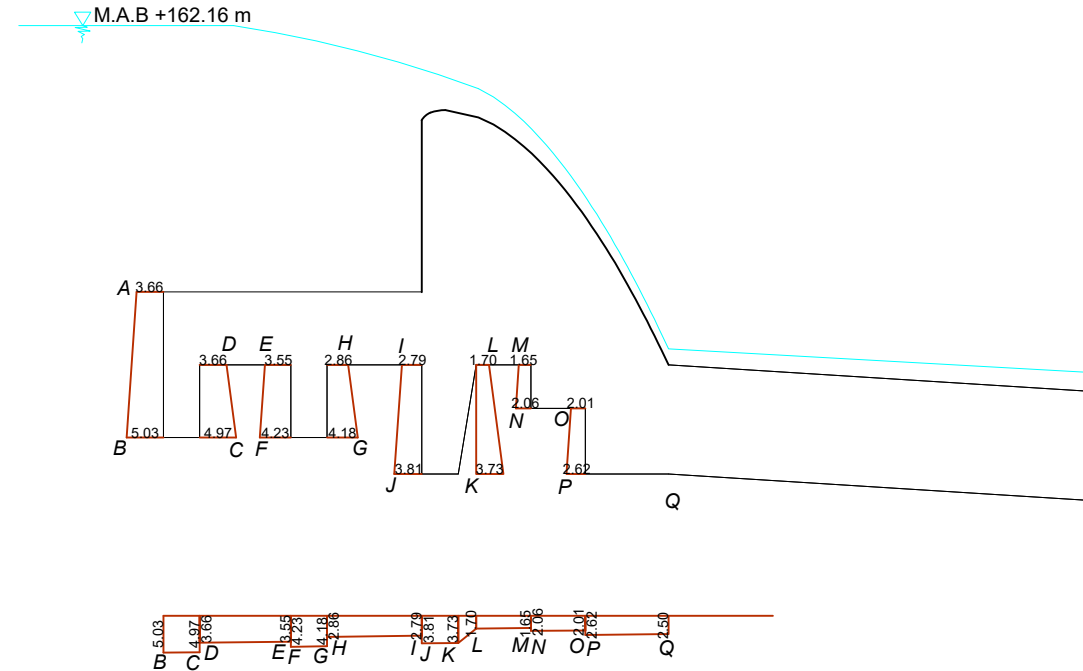
1 Stabilitas Pelimpah Kondisi Banjir Tanpa Gempa

 <p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>		Judul Tugas Akhir : Perencanaan Pelimpah Depan Tipe Lengkung, Bendungan Kedung Warak Kabupaten Nganjuk
Judul Gambar GAYA-GAYA YANG BEKERJA PADA SPILLWAY		Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.
		Nama Mahasiswa : Nurmei Anggita Sari
No. Gambar : 12	Jumlah Gambar : 13	NRP : 0311144000016

Kondisi Muka Air Normal



Kondisi Muka Air Banjir



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN
KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Pelimpah Depan Tipe
Lengkung, Bendungan Kedung Warak
Kabupaten Nganjuk

Judul Gambar

GAYA UPLIFT

Dosen Pembimbing :
Dr. tech. Umboro L., ST, MSc.

Nama Mahasiswa :
Nurmei Anggita Sari

No. Gambar : 13

Jumlah Gambar : 13

NRP :
0311144000016

BIODATA PENULIS



Nurmei Anggita Sari lahir di Kebumen pada 15 Mei 1996, merupakan anak tunggal. Penulis telah menempuh pendidikan di TK Tunas Bangsa Sidoagung (Kebumen), SD Negeri 3 Sidoagung (Kebumen), SMP Negeri 1 (Kebumen), dan SMA Negeri 1 (Kebumen). Kemudian pada tahun 2014 penulis terdaftar dengan NRP 03111440000016 di Departemen Teknik

Sipil, Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumian, Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Bidang studi yang diambil pada jenjang pendidikan ini adalah Hidroteknik. Selama menempuh pendidikan di Departemen Teknik Sipil ITS penulis aktif dalam organisasi Himpunan Mahasiswa Sipil ITS sebagai Staf Departemen Media dan Informasi, dan Lembaga Dakwah Jurusan Al Hadiid Teknik Sipil ITS sebagai Kordinator Putri Departemen Media. Pada tahun 2015 penulis memperoleh Pendanaan Program Keilmiahan Mahasiswa Bidang Karya Cipta oleh Menristek Dikti, selain itu penulis juga pernah memperoleh Juara III dalam kompetisi Paper Competition of Civil Expo ITS tahun 2017. Sebuah kebanggaan bagi penulis apabila Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca. Selain itu, kritik dan saran yang membangun maupun beberapa hal yang ingin pembaca diskusikan dengan penulis akan dengan senang hati penulis terima melalui email nurmeianggitas@gmail.com.